

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Heft Nr. 99

---



## **Pfahl - Symposium 2015**

Fachseminar: 19./20. Februar 2015

Organisation:

Dr. J. Gattermann  
P. Stein  
H. Sychla  
J. Zahlmann

Braunschweig 2015

Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig  
Telefon : (0531) 391-62000  
Fax : (0531) 391-62040  
E-Mail : [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de)  
Internet : [www.igb-tubs.de](http://www.igb-tubs.de)  
ISBN : 3-927 610-92-5

Druck: Laserscript PrePress + Digitaldruck  
Weinbergweg 40 · 38106 Braunschweig  
Telefon : (0531) 388 449 14  
Fax : (0531) 390 718 35  
E-Mail : [info@laserscript.de](mailto:info@laserscript.de)  
Internet : [www.laserscript.de](http://www.laserscript.de)

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

## VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum vierzehnten Mal das mittlerweile traditionelle Pfahl-Symposium. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge und nicht zuletzt das große Interesse an den Tagungsbänden, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Wir freuen uns außerordentlich den von der Firma FRANKI Grundbau gestifteten *Edgard-Frankignoul-Förderpreis* für herausragende Arbeiten junger Ingenieure auf dem Gebiet der Pfahlgründungen beim diesjährigen Pfahlsymposium bereits zum fünften Mal vergeben zu dürfen.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Bemessung, Herstellung und Einbringung von Pfählen und verwandten Gründungselementen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen. Neben der Vorstellung von neuen Erfahrungen mit verschiedensten Pfahlsystemen erwarten uns Berichte aktueller Forschungsarbeiten aus den Bereichen Bemessung von Pfählen, numerische Simulation, Gründungen von Offshore Windenergieanlagen und nicht zuletzt eine Reihe von interessanten Projektvorstellungen. Das Thema der Qualitätssicherung von Pfahlgründungen durch Pfahlprüfungen wird wie in den Jahren zuvor ebenfalls einen der Schwerpunkte darstellen.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So konnte Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge, die Betreuung der Referenten und Aussteller sowie für die Durchführung der Tagung bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, Herrn Dr.-Ing. Jörg Gattermann, Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein, Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla und Herrn Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung würden wir uns sehr freuen, Sie neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes wie der Tagung *Messen in der Geotechnik* oder der Tagung *Stahl im Wasserbau* begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2015

  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



**Ausschreibung des  
Edgard-Frankignoul-Förderpreises 2017  
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik  
der Technischen Universität Braunschweig**



Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig vergibt im Rahmen des zweijährig stattfindenden Pfahl-Symposiums an Studenten und Ingenieure aus Wissenschaft und Praxis den von der FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG gestifteten

***Edgard-Frankignoul-Förderpreis.***

Durch die Vergabe dieses Preises sollen die Leistungen von Studentinnen und Studenten und von jungen Ingenieurinnen und Ingenieuren gewürdigt sowie ihnen ein Ansporn und Anreiz gegeben werden, sich in Wissenschaft und Praxis auf dem Gebiet der Pfahlgründungen auch weiterhin besonders zu qualifizieren.

Es werden drei Förderpreise im Gesamtwert von

**€ 7.000,-**

für herausragende Beiträge aus der Wissenschaft und aus der Praxis vergeben. Die Förderpreise werden für praktisch/technische Arbeiten und/oder für wissenschaftlich/theoretische Arbeiten vergeben. Grundlage der eingereichten Arbeiten können Diplom- und Masterarbeiten, Examensarbeiten für die zweite Staatsprüfung und sonstige praktische Arbeiten, Dissertationen und Habilitationen sein, die sich mit dem vielfältigen Gebiet von Pfahlgründungen beschäftigen, und die zum Zeitpunkt der Bewerbung nicht älter als 5 Jahre sein dürfen.

Für die Bewerbung werden eigens für den Förderpreis erstellte Kurzfassungen erwartet, in der die wesentlichen Ergebnisse der Originalarbeit aufgearbeitet und dargestellt sind. Der Umfang der eingereichten Arbeit sollte 5 Seiten nicht überschreiten, Anlagen sind auf ein Minimum zu beschränken und dürfen nur erläuternde Tabellen und Zeichnungen enthalten.

Erwartet werden Eigenbewerbungen. Bewerben können sich Studierende und junge Ingenieure von Universitäten, Technischen Hochschulen oder Fachhochschulen. Bewerberinnen und Bewerber sollen zum Zeitpunkt der Einreichung nicht älter als 35 Jahre sein. Ein aussagefähiger Lebenslauf muss der Bewerbung beigelegt werden.

Die eingereichten Arbeiten werden von einer Gutachtergruppe bewertet, die aus dem Institutsleiter, dem Vorsitzenden des Arbeitskreises 'Pfähle' und je einem Vertreter einer Behörde, einem Ingenieurbüro und der FRANKI Grundbau besteht. Der Rechtsweg ist ausgeschlossen.

Die Förderpreise werden beim nächsten Pfahl-Symposium, welches turnusgemäß am 23. und 24. Februar 2017 in Braunschweig stattfindet, vergeben. Die Preisträger erhalten die Gelegenheit, auf dem Symposium über ihre Arbeiten zu berichten.

**Einreichungsfrist: 30. September 2016**

Anschreiben, Lebenslauf,  
Kurzfassung und komplette Arbeit  
per Email im PDF-Format an das:

Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
z. Hd. Herrn Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig  
Email: j.gattermann@tu-braunschweig.de

## Inhaltsverzeichnis

---

*Kurzfassungen der drei Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2015:*

<b>Zur Gebrauchstauglichkeit von Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen</b> H. Zachert .....	1
<b>Durchführung und Bewertung von Rammanalysen unter Berücksichtigung bodenspezifischer Faktoren</b> S. Kleineheismann .....	17
<b>Pile group effect on the wave loading of a slender pile: A summary of laboratory investigations</b> L. Bonakdar, H. Oumeraci .....	33
<hr/>	
<b>Der Hybrid-Pfahl - Der gebohrte Frankipfahl</b> T. Garbers, T. Hauser .....	53
<b>Dynamische Probelastung Offshore, Rammen, Festwachsen und Nachrammen - Auswirkung auf den Nachweis der axialen statischen Tragfähigkeit</b> O. Klingmüller, C. Mayer, F. Rausche, M. Schallert .....	71
<b>Messwerterfassung ohne thermische und spanende Eingriffe in die Struktur gerammter Offshore-Pfähle</b> H. Sychla, P. Stein, G. Wisner, C. Kuhn, J. Gattermann .....	95
<b>Low-Strain-Pfahlintegritätsprüfung reloaded - geht nicht doch ein bisschen mehr?</b> E. Niederleithinger, J.-P. Ertel, R. Feldmann, M. Grohmann .....	117
<b>Statische und dynamische Pfahlprobelastungen zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit von Holzpfählen</b> A. Steurer, D. Adam .....	139
<b>Tragfähigkeit von gerammten Großrohrpfählen in Kreide - Bemessung und Tragfähigkeitsnachweis mit kalibrierten dynamischen Probelastungen im Offshore-Windpark EnBW Baltic 2</b> A. Quast, S. Weihrauch, O. Schild, C. Weber .....	161
<b>Maßgeschneiderte Lösungen zur Realisierung von Pfahlprobelastungen unter Wasser</b> G. Merzenich, N. Benecke, J. Fischer .....	181
<b>Hydroschall- und Vibrationsmessungen beim Rammen von Monopfählen beim OWP Amrumbank West</b> P. Stein, H. Sychla, B. Bruns, C. Kuhn, J. Gattermann .....	205
<b>Zur Modellbildung der Schallquellcharakteristik von Offshore-Pfahlrammungen</b> K. Reimann, J. Grabe .....	227
<b>VIBRO-Project - Vergleich der lateralen Tragfähigkeit von vibrierten und geschlagenen Stahlpfählen in sandigen Böden</b> V. Herwig, J. Gattermann .....	251

<b>Die Aussagekraft der Geomesstechnik am Beispiel des VIBRO-Project</b>	
J. Gattermann, C. Backes, V. Herwig .....	269
<b>The construction of the world's longest offshore bridge Hong Kong - Zuhai - Macao Bridge</b>	
A. Krausch .....	291
<b>Down scaled Offshore Pile Test in Chalk and Glacial Till</b>	
M. Geduhn, P. Barbosa .....	309
<b>Umgang mit Kriegsrelikten in Deutschland</b>	
U. Hinzmann .....	327
<b>Abfangung eines innerstädtischen Baugrubenanrainers mit VdW-Pfählen</b>	
J. Mühlmann, H.-D. Lukas .....	343
<b>Zugpfahlverankerungen von Unterwasserbetonsohlen - Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit</b>	
S. Kinzler, K. Morgen .....	359
<b>TK-ASF Bohrverpresspfahl - Größte Belastbarkeit bei kleinstem Durchmesser - Neuentwicklung in der Mikropfahltechnik -</b>	
F. Tapken, K. Dietz .....	379
<b>Offshore-Foundation-Drilling: Gebohrte Offshore-Fundamente</b>	
E. van de Brug, M. Peters, B. Jung .....	397
<b>Veränderung der Pfahltragfähigkeit bei der Rammung von Rohrpfählen</b>	
J. Fischer, J. Stahlmann .....	411
<b>Zum Gruppentragverhalten bei vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand</b>	
C. Moormann, S. Ries .....	435
<b>Bewertung statistischer p-y Ansätze für horizontal belastete Pfähle beliebiger Durchmesser in nichtbindigen Böden</b>	
K. Thieken, M. Achmus, K. Lemke .....	467
<b>Zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit von offenen Profilen nach EA-Pfähle und EAU</b>	
P. Becker, J. Lüking .....	489
<b>Bewertung der axialen Pfahltragfähigkeit durch in-situ Messungen an Fertigrammpfählen aus Stahlbeton in bindigen Böden unter Berücksichtigung zyklischer Lasteinwirkungen</b>	
L. Vavrina, U. Plohmann, P. Wardinghus .....	513
<b>Berücksichtigung großer Verkehrs- und Aufjacklasten auf Tiefgründungen am Beispiel des Offshore-Terminals Bremerhaven (OTB)</b>	
F. Mackert .....	533
<b>Zeitabhängigkeit der Stützung pfahlähnlicher Elemente in weichen bis flüssigen Böden - Versuche und Simulation</b>	
S. Vogt .....	549
<b>Heftübersicht des IGB-TUBS</b> .....	569

## Wir danken den Inserenten:

Allnamics Pile Testing Experts BV, The Hague, Niederlande .....	115 / 409
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen .....	307
Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH, Hamburg .....	203
bsp ingenieure, Braunschweig .....	179
CENTRUM Pfähle GmbH, Hamburg .....	531
DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf .....	137
FICHTNER Water & Wind GmbH, Hamburg .....	433
FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal .....	-2
FREDRICH Spezialtiefbau GmbH, Bremerhaven .....	249
Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal .....	395
GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethode mbH, Mannheim .....	69
GuD CONSULT GmbH, Berlin .....	267
HOCHTIEF GmbH, Hamburg .....	511
IMS Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg .....	325
ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal .....	51
JACBO Pfahlgründungen GmbH, Schütthorf .....	465
KELLER Grundbau GmbH, Offenbach .....	341
Kempfert + Partner GmbH, Konstanz .....	487
OffNoise-Solutions GmbH, Neustadt .....	225
PDI Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA .....	93
Prof. Rodatz und Partner GmbH, Braunschweig .....	357
SISGEO S.r.l., Masate, Italien .....	289
TRM Tiroler Rohre GmbH, Reinheim .....	159
WK Consult GmbH, Hamburg .....	547
WTM Engineers GmbH, Hamburg .....	377

## **Wir danken den Ausstellern:**

Allnamics Pile Testing Experts BV, The Hague, Niederlande

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

CENTRUM Pfähle GmbH, Hamburg

FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal

Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal

GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, Rheinstetten

GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethode mbH, Mannheim

HCE DESIGN GROUP, Hamburg

KELLER Grundbau GmbH, Offenbach

NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel

OTTO QUAST, Siegen

SISGEO S.r.l., Masate, Italien

ThyssenKrupp Bautechnik, Essen

Tiroler Rohre GmbH, Reinheim



**FRANKI Grundbau  
GmbH & Co. KG**

Hittfelder Kirchweg 24-28  
21220 Seevetal  
Tel. 04105-869-0  
Fax 04105-869-124  
info@franki.de

**[www.franki.de](http://www.franki.de)**

## **Komplette Grundbauprojekte**

- Pfahlgründungen
- Baugruben
- Schlitzwände
- Dichtwände
- Gebäudesicherungen
- Bodenverbesserungen

*1. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2015*

**Dipl.-Ing. Hauke Zachert**

*Zur Gebrauchstauglichkeit von Monopile-Gründungen für  
Offshore-Windenergieanlagen*

(Kurzfassung)



# Zur Gebrauchstauglichkeit von Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen

Hauke Zachert

ARCADIS Deutschland GmbH, Abteilung Geotechnik, Darmstadt

(ehemals: Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF), KIT, Karlsruhe)

## 1 Einleitung

Der Großteil der bisher installierten Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) wurde auf Monopiles gegründet, [ARAPOGIANNI/GENACHTE, 2013]. Diese Gründungen müssen signifikante zyklische Horizontallasten aus Wind, Wellen und Meeresströmung aufnehmen. Das BSH fordert ausdrücklich die Berücksichtigung dieser zyklischen Lasten bei dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, gibt jedoch gleichzeitig an, dass „für den Entwurf zyklisch beanspruchter Gründungselemente (...) noch keine allgemein anerkannten oder hinreichend validierten Berechnungsmodelle (existieren)“ [BSH, 2012]. Für Hinweise zur Bemessung wird auf die EA-Pfähle [DGGT, 2012] verwiesen. Dort werden einige Bemessungsmodelle vorgestellt, welche jedoch ausdrücklich als nicht validiert und bisher nur in Forschungsprojekten erprobt beschrieben werden. Die in DGGT, 2012 beschriebenen Modelle wurden in WESTERMANN ET AL., 2014 A/B ausführlich mit weiteren Modellen zur Verformungsprognose von zyklisch horizontal belasteten Monopiles verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass die prognostizierten akkumulierten Verformungen der einzelnen Modellen teilweise erhebliche Unterschiede aufweisen. Außerdem lieferten alle untersuchten Modelle deutlich höhere akkumulierte Pfahlverformungen als das derzeit meist in der Bemessungspraxis verwendete Verfahren nach API, 2000 (p-y-Kurven). Die Unterschiede in den einzelnen Prognosemodellen und die auf der unsicheren Seite liegenden Abweichungen von der Bemessungspraxis verdeutlichen die Notwendigkeit, validierte Berechnungsverfahren für die Verformungsprognose von OWEA-Monopilegründungen zu erstellen.

In ZACHERT, 2015 wird ein Verfahren für die Verformungsprognose von OWEA-Gründungen verwendet, welches auf Finite Elemente (FE) Berechnungen in Verbindung mit dem hochzyklischen Akkumulationsmodell (HCA) nach NIEMUNIS ET AL., 2005 basiert.

Da keine in situ Messdaten von hochzyklisch belasteten Monopiles vorliegen, wurden zahlreiche eigene Modellversuche, unter anderem mit Bestimmung der Pfahlbiegeline, durchgeführt. Diese Versuche wurden dann zusammen mit eigenen Modellversuchen von hochzyklisch belasteten Flachgründungen, mit Pfahlmodellversuchen von TAŞAN, 2011 und mit den Messdaten des Züblin Testfundaments (HARTWIG, 2012) verwendet, um das HCA-Modell zu validieren (ZACHERT, 2015). In diesem Beitrag werden einige Ergebnisse der Untersuchungen an Pfählen aus ZACHERT, 2015 dargestellt.

## 2 HCA-Modell

Die Prognose der akkumulierten Verformungen von OWEA-Gründungen erfolgt in ZACHERT, 2015 mittels FE-Berechnungen. Dabei werden konventionelle Stoffmodelle für die Beschreibung des Bodens bei statischer Belastung und innerhalb der ersten beiden Zyklen eines Zyklenpaketes mit konstantem Lastmittelwert und konstanter Lastamplitude verwendet. Im Rahmen dieser Arbeit wurde für diese sogenannten „impliziten Schritte“ Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung angesetzt. Die Simulation von hochzyklischen Belastungen, also z. B. mit mehr als 50 Zyklen, sollte nicht mehr mit solchen impliziten Stoffmodellen erfolgen. Diese sind bisher nicht in der Lage, die akkumulierten Verformungen zutreffend wiederzugeben. Außerdem akkumulieren sich numerische Fehler, welche schließlich zu großen Abweichungen von der, im Sinne des Stoffmodells, korrekten Lösung führen können [NIEMUNIS ET AL., 2005]. Des Weiteren wäre der Rechenaufwand bei der Berechnung von komplexen FE-Randwertproblemen mit mehreren 100.000 Zyklen immens.

Daher wurde von NIEMUNIS ET AL., 2005 und WICHTMANN, 2005 das HCA-Modell entwickelt, welches für die Beschreibung von nichtbindigen Böden bei hochzyklischer Belastung verwendet werden kann. Es verknüpft die Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  mit der Rate der akkumulierten Dehnungen  $\dot{\epsilon}^{acc}$ , siehe Gl. 1. Die Rate steht hierbei für die Änderung pro Zyklus N. Das Modell basiert auf zahlreichen zyklischen Triaxialversuchen, durch welche die Faktoren  $f_i$  in Gl. 2 bestimmt werden. Der Einfluss der Zyklenanzahl wird beispielweise durch  $\dot{f}_N$  und der der Porenzahl durch  $f_e$  beschrieben. Details zu den Funktionen, der Parameterbestimmung und der Akkumulationsrichtung  $\mathbf{m}$  können z. B. WICHTMANN/TRIANTAFYLIDIS, 2011 entnommen werden.

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = E : (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{acc} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \quad (1)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{acc} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{acc} \mathbf{m} = f_{ampl} \dot{f}_N f_e f_p f_Y f_{\pi} \mathbf{m} \quad (2)$$

### 3 Pfahlmodellversuche am IBF

Es liegen bisher keine Messdaten von installierten Monopiles für OWEA-Gründungen vor, welche für die Validierung von Berechnungsmodellen herangezogen werden könnten. Daher wurden am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF) zahlreiche Pfahlmodellversuche durchgeführt (siehe SOLF, 2012 und ZACERT, 2015), um die Boden-Bauwerk-Interaktion bei hochzyklischer Horizontalbelastung von Pfählen zu untersuchen und gleichzeitig eine umfassende Datenbasis für den Vergleich mit FE-Berechnungen zu schaffen.

#### 3.1 Modellversuchstechnik

Für die Pfahlmodellversuche von ZACERT, 2015 wurde der unter anderem in ZACERT ET AL., 2011 vorgestellte Versuchsstand für Modellfundamente entsprechend modifiziert. So werden beispielsweise die horizontalen Pfahlverformungen ( $u_1$  und  $u_2$ ) nahe der Sandoberfläche in zwei Ebenen gemessen (vgl. Abb. 1).

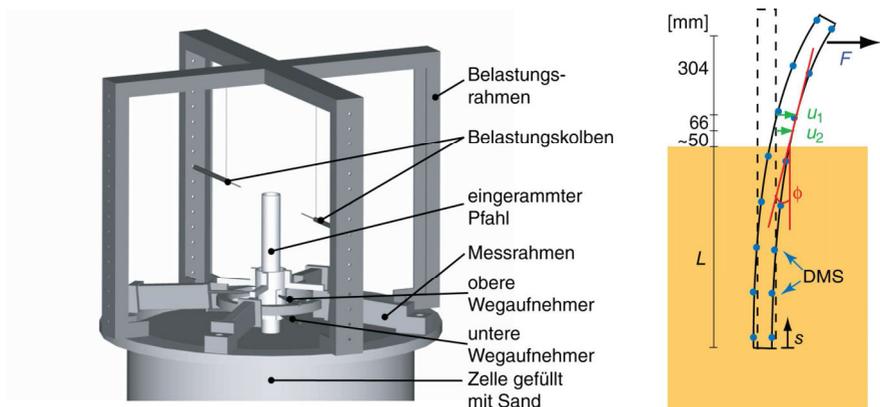


Abbildung 1: Pfahlmodellversuche mit zyklischer Horizontalbelastung: Versuchsaufbau, Belastung und Messwerte.

Für die hier vorgestellten Versuche wurde ein PVC-Pfahl mit  $D = 61$  mm Durchmesser und Einbindetiefen  $L$  von 40 cm bis 100 cm verwendet. Auf der Innenseite des Pfahls wurden in acht Ebenen Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert (siehe. Abb. 1, rechts). Hierüber können die Biegemomente und in Verbindung mit den beiden Messebenen oberhalb der Sandoberfläche auch die Biegelinien des Pfahls während der zyklischen Belastung erfasst werden. Das Vorgehen zur Ermittlung der Biegelinie ist in Abb. 2 dargestellt. Die hochzyklische Horizontalbelastung erfolgte kraftgesteuert am Pfahlkopf.

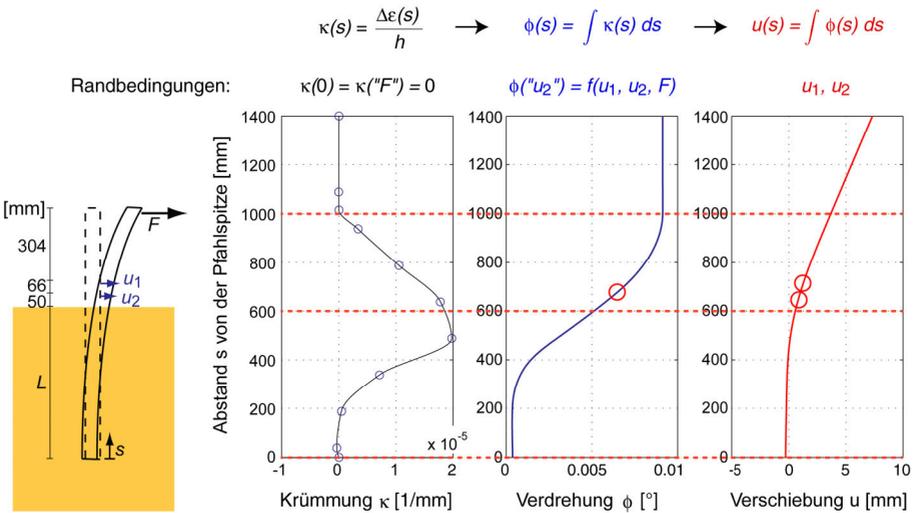


Abbildung 2: Festlegung der Randbedingungen  $\kappa$ ,  $\phi$  und  $u$  für die Ermittlung der Biegelinie.

Neben Versuchen zur Ermittlung der Last-Verformungsbeziehung bei Belastungen bis zur Grenze der Tragfähigkeit wurden insbesondere Versuche mit hochzyklischer Horizontalbelastung zur Ermittlung der Verformungsakkumulation durchgeführt. Jeder Versuch wurde in einer neu eingerieselten Feinsandprobe durchgeführt. Der Sandeinbau erfolgte über eine am IBF entwickelte Rieseleinrichtung, mit der ein homogener Probeneinbau mit gezielter Einstellung der Lagerungsdichte möglich war. Die Modellpfähle wurden in die Probe vollverdrängend eingerammt. Es wurden die in den Tabellen 1 und 2 zusammengefassten zyklischen Pfahlversuche mit Bestimmung der Biegelinie durchgeführt.

Tabelle 1: Versuchsübersicht zu Pfahlmodellversuchen mit Schwelllasten.

Versuch	$F^{av}$ [N]	$F^{ampl}$ [N]	Zyklen [-]	L [mm]	$I_D$ [%]
S5	2,5	2,5	100.000	600	70,3
S10	5	5	100.000	600	78,1
S15	7,5	7,5	81.500	600	76,0
S20	10	10	100.000	600	77,8
M10	10	10	100.000	600	71,6
M20	20	10	100.000	600	76,6
M40	40	10	100.000	600	75,7

Tabelle 2: Versuchsübersicht zu Pfahlmodellversuchen mit Zyklenpaketen.

Versuch	Zykluspaket 1			Zykluspaket 2			L [mm]	$I_D$ [%]
	$F^{av}$ [N]	$F^{ampl}$ [N]	Zyklen [-]	$F^{av}$ [N]	$F^{ampl}$ [N]	Zyklen [-]		
L1	13 unterschiedliche Lastpakete mit je 10.000 Zyklen						600	72,4
L2	10	10	100.000	20	10	100.000	600	71,6
L3	40	10	100.000	10	10	30.000	600	75,7

Eine Auswahl der akkumulierten Pfahlkopfverschiebungen wird gemeinsam mit den FE-Berechnungen in Kapitel 3.2 vorgestellt. Die Messwerterfassung erfolgte automatisiert in jedem Zyklus [WIENBROER, 2011]. Alle Versuche aus Tabelle 1 zeigten eine Abnahme der Verschiebungsamplitude um 20 bis 30 % nach 100.000 Zyklen. Das System wird also steifer infolge der zyklischen Belastung, was infolge der Verdichtung des Sandes zu erwarten ist. Dies zeigt jedoch, wie irreführend das weit verbreitete Vorgehen ist, die Bodensteifigkeit mit einer Sekantensteifigkeit zu beschreiben, welche zur Erfassung der akkumulierten Verformungen mit zunehmender Zyklenanzahl abgemindert wird (z. B. ACHMUS ET AL., 2008). Bei der stark interdisziplinären Bemessung von OWEA führt diese Formulierung der Steifigkeit insbesondere die Nicht-Geotechniker in die Irre und sollte daher vermieden werden. Es konnte außerdem gezeigt werden, dass die akkumulierten Verformungen zu einer Zunahme der Biegemomente unterhalb der Geländeoberkante um ebenfalls bis zu 20 % nach 100.000 Zyklen führten, vgl. Abb. 3. Dies wird auf eine Spannungsrelaxation infolge der akkumulierten Dehnungen in den oberen Bodenschichten im Nahbereich des Pfahls zurückgeführt. Hierdurch kommt es zu einer Verschiebung des Widerlagers in tiefere Schichten und einer Erhöhung des maximalen Biegemoments.

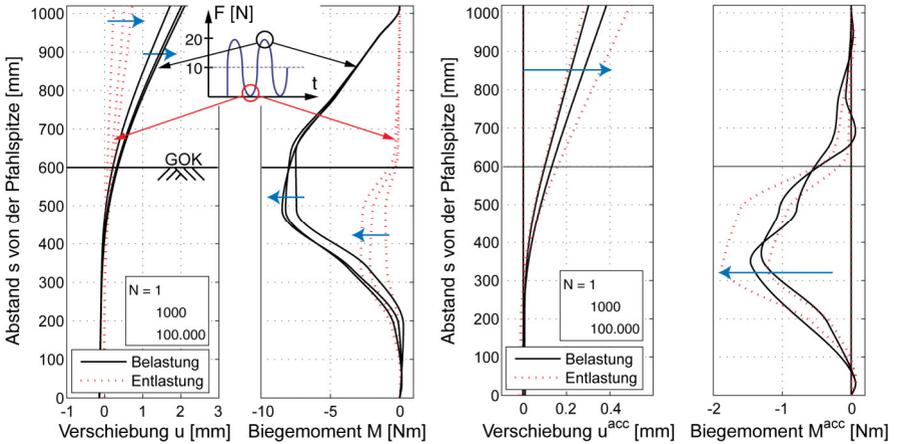


Abbildung 3: Entwicklung der Biegelinien und der Biegemomentenverläufe des Versuchs S20. Links: absolute Werte, rechts: Änderung gegenüber dem ersten Zyklus.

### 3.2 Vergleich mit FE-Berechnungen

Die Modellversuche wurden mit dem kommerziellen FE-Programm Abaqus® nachgerechnet, wobei die Symmetrie der Belastung ausgenutzt werden konnte und daher nur das halbe System abgebildet werden musste. Die Stoffmodelle wurden über eine von A. Niemunis programmierte user-subroutine in das FE-Programm eingebunden. Das Einrammen des Pfahls wurde nicht numerisch abgebildet und zwischen Sand und Pfahl wurden Kontaktelemente mit Coulombscher Reibung definiert. Die Berechnungen wurden mit den exakten Lagerungsdichten, der Pfahlbiegesteifigkeit und den Lasten der Modellversuch durchgeführt. Es handelte sich also um Verformungsprognosen, welche auch ohne Kenntnis der im Versuch gemessenen Verformungen so getroffen worden wären, d. h. es erfolgte keine Kalibrierung der Berechnung an den Modellversuchen. Es ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung der FE-Prognosen mit den Messdaten, siehe Abb. 4 für die Versuche S5 bis S20. Dargestellt ist jeweils der Mittelwert der Verschiebung  $u_2$  eines Zyklus.

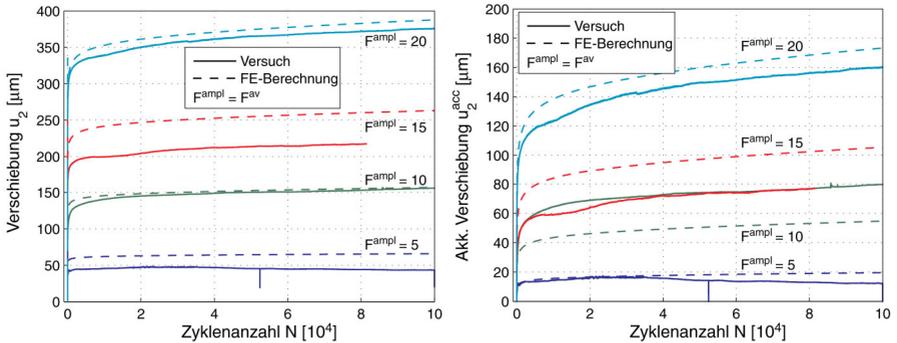


Abbildung 4: Vergleich der Schwelllastversuche mit den Nachrechnungen. Links: gesamte Verschiebungen  $u_2$  infolge statischer Belastung und 100.000 Zyklen. Rechts: nur akkumulierte Verschiebungen  $u_2^{\text{acc}}$ .

Sowohl die absoluten Verschiebungen  $u_2$  als auch die akkumulierten Verschiebungen  $u_2^{\text{acc}}$  wurden sehr gut von den Berechnungen wiedergegeben. Anhand der akkumulierten Verschiebungen von S10 und S15 wurden jedoch auch die Versuchsstreuungen deutlich. Obwohl unterschiedliche Lastamplituden aufgebracht wurden, zeigten beide Versuche etwa die gleiche akkumulierte Verschiebung, was nicht plausibel ist.

Auch die Pfahlverformungen der Versuche mit höheren Lastmittelwerten (M10 bis M40) und mit mehreren aufeinanderfolgenden Zykluspaketen (L1 bis L3, siehe z. B. Abb. 5) wurden sehr zufriedenstellend von den FE-Berechnungen wiedergegeben.

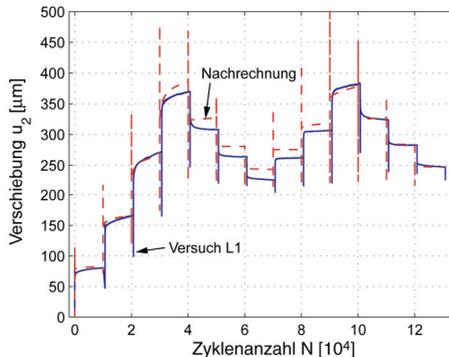


Abbildung 5: Vergleich der Verschiebungen  $u_2$  von Versuch L1 und der Nachrechnung.

Nicht nur die akkumulierten Verschiebungen oberhalb der Geländeoberkante, sondern auch die Änderungen der Biegelinie und der Biegemomente infolge der zyklischen Belastung konnten von den FE-Berechnungen mit dem HCA-Modell gut wiedergegeben werden, vgl. z. B. Abb. 6. Die FE-Berechnungen ermöglichen ebenfalls die Quantifizierung der Verdichtung (Abb. 7, links)777 und der Spannungumlagerung (Abb. 7, rechts) welche den Grund für die Biegemomentenzunahme darstellt.

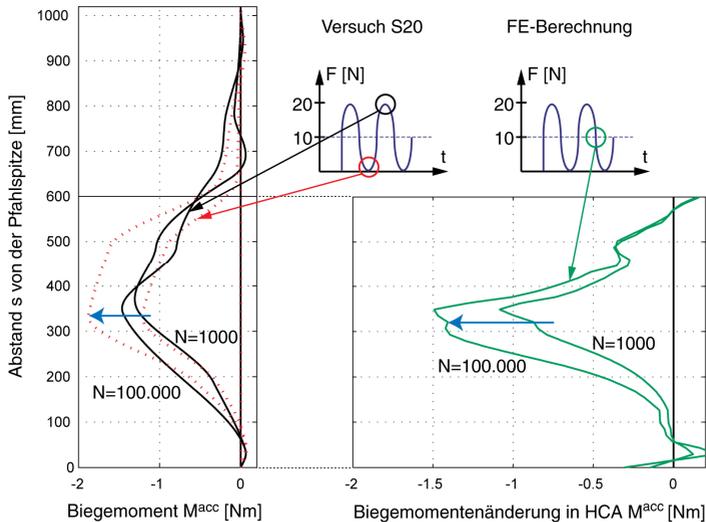


Abbildung 6: Änderung der Biegemomente infolge der zyklischen Belastung nach 1000 und 100.000 Zyklen, Vergleich von Versuch S20 mit der zugehörigen FE-Berechnung.

#### 4 Berliner Modellversuche

Neben den eigenen Modellversuchen wurden auch die Pfahlmodellversuche der TU Berlin von TAŞAN, 2011 simuliert, da sie mit größeren Modellpfählen und in einer größeren Versuchsgrube durchgeführt wurden. Es wurden die Versuche V4 ( $D = 14$  cm,  $L = 2,41$  m) und V5 ( $D = 41$  cm,  $L = 2,60$  m) nachgerechnet. Die erforderlichen Stoffmodellparameter des Berliner Sandes wurden am IBF in Laborversuchen bestimmt. Es wurde zunächst ein detailliertes FE-Netz unter Berücksichtigung des tatsächlichen Versuchsaufbaus verwendet, siehe Abb. 8 rechts.

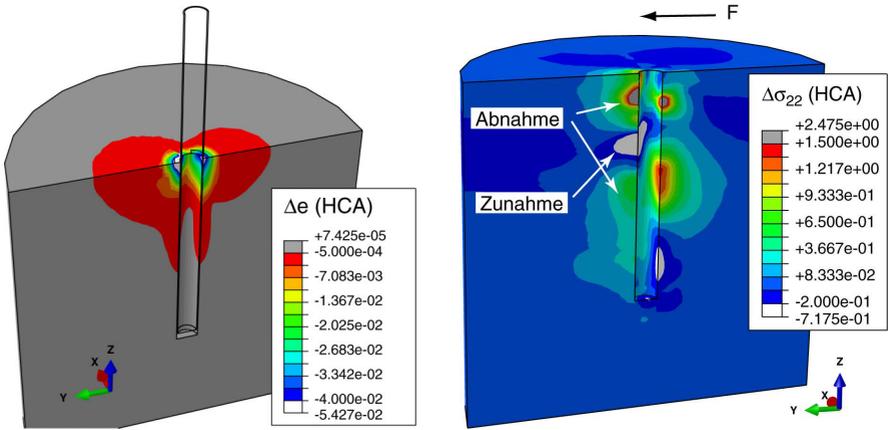


Abbildung 7: Simulation von Versuch S20: links: Änderung der Porenzahl  $e$  infolge der zyklischen Belastung ( $e(N = 100.000) - e(N = 0)$ ); rechts: Änderung der horizontalen Spannung infolge der zyklischen Belastung, also  $\sigma_{22}(N = 100.000) - \sigma_{22}(N = 0)$ .

Mit dem detaillierten Netz konnte gezeigt werden, dass die horizontale Belastung so groß gewählt wurde, dass sich große Bereiche des Bodens im kritischen oder sogar überkritischen Zustand befanden.

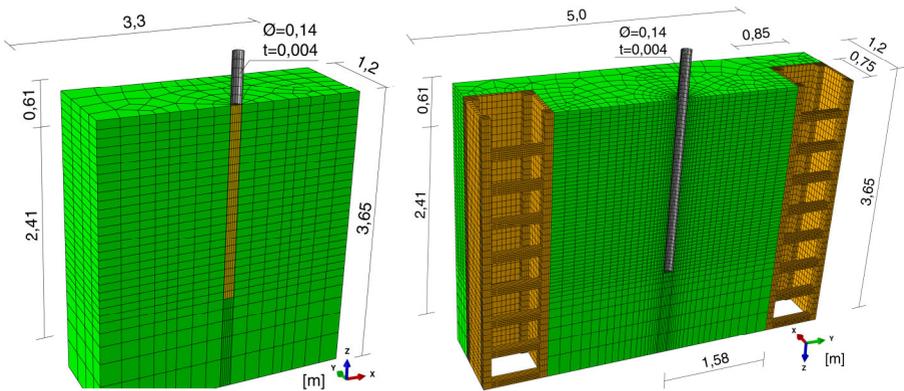


Abbildung 8: FE-Netze für die Nachrechnung von Versuch 4 der Berliner Modellversuche. Grobes Netz ohne den Holzverbau (links) und feines Netz mit Holzverbau (rechts).

Außerdem sind die berechneten Dehnungsamplituden so groß, dass der experimentell abgesicherte Bereich des HCA-Modells mit  $\epsilon^{\text{ampl}} \leq 10^{-3}$  verlassen wird. Die kritischen Bodenbereiche führten außerdem teilweise zu Konvergenzproblemen bei den Berechnungen.

Wird jedoch ein gröberes FE-Netz verwendet (Abb. 8 links), so werden diese kritischen Bereiche über die groben Elemente geglättet und die Berechnungen laufen stabiler. Die Vergleiche mit den Messdaten wurden mit zwei unterschiedlichen Stoffmodellen für die Ermittlung der Dehnungsamplituden im impliziten Zyklus durchgeführt. Die Hypoplastizität wurde einmal mit der intergranularen Dehnung („FE mit iD“) kombiniert und einmal wurde sie mit einer isotropen Elastizität kombiniert, welche die intergranulare Dehnung ersetzte („FE ohne iD“). Der Vergleich beider Kombinationen von Stoffmodellen mit den Versuchsdaten in Abb. 9 ist trotz der erwähnten Einschränkungen zufriedenstellend.

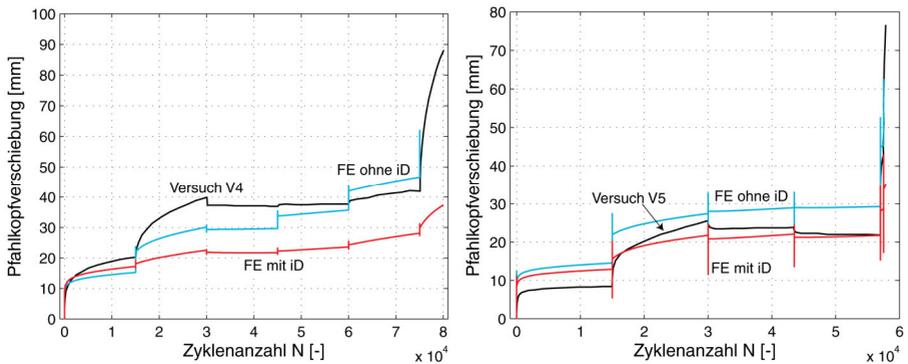


Abbildung 9: Vergleich der berechneten und der gemessenen horizontalen Pfahlkopfverschiebungen in den Versuchen V4 (links) und V5 (rechts).

## 5 Fazit

Die Modellversuche mit hochzyklisch belasteten Pfählen erlauben über die Verwendung der DMS erstmals einen experimentellen Einblick in die Entwicklung der Pfahlbiegemomente und der Pfahlverformungen unterhalb der Geländeoberkante. Es konnte gezeigt werden, dass eine Zunahme der Systemsteifigkeit auftritt und gleichzeitig das maximale Pfahlbiegemoment um etwa 20 % nach 100.000 Zyklen anwuchs. Dies konnte ebenso wie die Pfahlverformungen sehr gut von den FE-Berechnungen mit dem HCA-Modell

wiedergegeben werden. Die FE-Berechnung mit dem HCA-Modell lässt einen tiefen Einblick in die Prozesse der zyklischen Boden-Bauwerks-Interaktion zu und ermöglicht damit z. B. die bodenmechanische Erklärung solcher Umlagerungseffekte.

Neben den eigenen Modellversuchen wurden auch die Modellversuche von TAŞAN, 2011 mit dem HCA-Modell nachgerechnet. Auch hier konnten zufriedenstellende Übereinstimmungen zwischen Versuch und Simulation gezeigt werden.

Neben den vorgestellten Pfahlversuchen werden in ZACERT, 2015 auch Modellversuche an hochzyklisch belasteten Flachgründungen und ein Großversuch mit einem hochzyklisch belasteten Schwergewichtsfundament nachgerechnet [ZACERT ET AL., 2014]. Dies stellt einen der Vorteile der Verwendung von FE-Berechnungen mit dem HCA-Modell dar: es können beliebige hochzyklisch belastete Strukturen simuliert werden. Außerdem können Effekte wie z. B. eine mehrdimensionale Belastungen oder die Berücksichtigung von mechanisch-hydraulisch gekoppelten Phänomenen auf die akkumulierten Verformungen erfasst werden. Die Validierung des HCA-Modells anhand der vielfältigen Modellversuche und des Testfundaments liefert die Grundlage für die Entwicklung von auf dem HCA-Modell basierenden vereinfachten Bemessungsmodellen (sog. Ingenieurmodelle) für Flachgründungen (bereits in ZACERT, 2015 vorgestellt) und für Monopiles (am IBF in Vorbereitung).

## **Literatur**

**M. Achmus; Y. S. Kuo; A. Abdel-Rahman;** Zur Bemessung von Monopiles für zyklische Lasten, *Der Bauingenieur*, 83:303–311, 2008

**API, American Petroleum Institute;** Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design, *API RP 2A - WSD*, Washington DC, USA, 2000

**A. Arapogianni; A. B. Genachte;** Deep water - The next step for offshore wind energy. *Technischer Bericht, European Wind Energy Association - EWEA*, 2013

**BSH;** Anwendungshinweise für den Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“ des BSH (aktualisierte Fassung), 2012

**DGGT;** Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2012

**U. Hartwig;** Großversuche zur Beschreibung des Verhaltens von Schwergewichtsfundamenten für Offshore-Windenergieanlagen: Bau und erste Messergebnisse, *Workshop „Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen“*, Berlin, 22.-23.03.2011, *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin Heft Nr. 56*, 2012

**A. Niemunis; T. Wichtmann; Th. Triantafyllidis;** A high-cycle accumulation model for sand, *Computers and Geotechnics*, 32(4):245–263, 2005

**O. Solf;** Zum mechanischen Verhalten von zyklisch belasteten Offshore-Gründungen, *Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft 176*, Karlsruhe, 2012.

**H. Taşan;** Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, *Dissertation, Veröff. des Grundbauinstituts der TU Berlin, Heft 52*, 2011

**K. Westermann; H. Zachert; T. Wichtmann;** Vergleich von Ansätzen zur Prognose der Langzeitverformungen von OWEA-Monopilegründungen - Teil 1: Grundlagen der Ansätze und Parameterkalibration, *Bautechnik*, 91(5):309–323, 2014

**K. Westermann; H. Zachert; T. Wichtmann;** Vergleich von Ansätzen zur Prognose der Langzeitverformungen von OWEA-Monopilegründungen - Teil 2: Simulationen und Schlussfolgerungen, *Bautechnik*, 91(5):324–332, 2014

**T. Wichtmann;** Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung. *Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Heft Nr. 38*, 2005

**T. Wichtmann; Th. Triantafyllidis;** Prognose der Langzeitverformungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen mit einem Akkumulationsmodell, *Bautechnik*, 88(11):765–781, 2011

**H. Wienbroer;** Umlagerung von Sand unter Wechselbeanspruchung. *Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft 174*, Karlsruhe, 2011.

**H. Zachert;** Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen, *Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft 180*, Karlsruhe, in Vorbereitung, 2015

**H. Zachert; T. Wichtmann; P. Kudella; Th. Triantafyllidis; U. Hartwig;** Validation of a High Cycle Accumulation Model via FE-Simulations of a Full-Scale Test on a Gravity Base Foundation for Offshore Wind Turbines, *In: Proceedings of the International Wind Engineering Conference (IWEC), Leibniz University Hannover, 03.-04. Sept. 2014., 2014*

**H. Zachert; H. Wienbroer; Th. Triantafyllidis;** Experimentelle Untersuchung der Verformungsakkumulation eines Flachgründungsmodells unter Wechselbeanspruchung, *Bau-technik, 88(11):782-792, 2011*

Autor

---

Dipl.-Ing. Hauke Zachert

[hauke.zachert@arcadis.de](mailto:hauke.zachert@arcadis.de)

ARCADIS Deutschland GmbH

Abteilung Geotechnik

Europaplatz 3, 64293 Darmstadt

[www.arcadis.de](http://www.arcadis.de)

Tel.: +49 (6151) 388 222



*2. Preisträgerin des Frankignoul-Förderpreises 2015*

**Susanne Kleineheismann, B.Eng.**

*Durchführung und Bewertung von Rammanalysen  
unter Berücksichtigung bodenspezifischer Faktoren*

(Kurzfassung)



# **Durchführung und Bewertung von Rammanalysen unter Berücksichtigung bodenspezifischer Faktoren**

Susanne Kleineheismann

## **1 Einleitung**

Tiefgründungen im See- und Hafenbau sowie im Offshorebereich werden häufig mit offenen und geschlossenen Stahlrohr-Rammpfählen ausgeführt. Die Lastabtragung von Pfählen erfolgt über Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzendruck. Eine ausreichende Einbindung in den Untergrund ist für die Tragfähigkeit deshalb unerlässlich. Da die resultierenden Bodenwiderstände jedoch nicht größer werden dürfen als es die Dimensionierung des Rammsystems erlaubt, sind Rammanalysen in der Planung notwendig, um die Rammpfahlgängigkeit abschätzen zu können.

Unter Rammanalysen sind dynamische Simulationen des Rammvorgangs zu verstehen. Dabei werden sowohl die zu erwartenden Spannungen und Verformungen am Pfahlkopf als auch die Gesamtschlagzahl ermittelt, die unter Auswahl eines geeigneten Rammhämmerchens notwendig ist, um den Pfahl auf Endtiefe zu bringen. Über die Gesamtschlagzahl kann auch die Rammzeit ermittelt werden. Da die Rammanalysen jedoch häufig nicht mit den später auf der Baustelle aufgenommenen Rammprotokollen übereinstimmen, liegt das Ziel dieser Bachelorarbeit in der Ableitung abgesicherter Faktoren, die eine realistische Abschätzung des Aufbaus von Rammsystemen mithilfe computergestützter Berechnungen ermöglichen.

## **2 Grundlagen des Berechnungsprogramms**

Zur Durchführung der Rammanalysen kommt die kommerzielle Software GRLWEAP der Firma Pile Dynamics, Inc. (PDI) zum Einsatz, die das Baugrundverhalten während der Rammung durch den Ansatz von jeweils drei bodenspezifischen Faktoren für den Pfahlmantel und Pfahlfuß erfasst. Die Berechnungen basieren auf der eindimensionalen Wellengleichung, die um den Bodeneinfluss am Pfahlmantel und Pfahlfuß erweitert wurde. Unter Verwendung des Konzepts der Wellengleichung und dadurch, dass auf numerische

Integration und elektronische Computer zurückgegriffen werden kann, gibt SMITH (1960) eine allgemein anwendbare Lösung des Rammproblems.

## 2.1 Erweiterte eindimensionale Wellengleichung

Mit dem Aufschlag des Rammhärens auf die Rammhaube wird die dabei entstandene kinetische Energie je nach Nutzungsgrad in den Pfahl eingeleitet. Eine solche stoßartige Belastung, wie sie entsprechend mit jedem Rammschlag auftritt, erzeugt eine Spannungswelle, die den Pfahl zunächst als Druckwelle abwärts und nach Reflexion am Pfahlfuß als Zugwelle aufwärts mit der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  durchläuft. Die Geschwindigkeit ist dabei sowohl vom Pfahlmaterial als auch vom Widerstand, den der anstehende Boden entgegengesetzt, abhängig. Aufgrund der Pfahlmantelreibung und des Pfahlsplizendrucks kommt es zu einer Abstrahlung von mechanischer Energie in den Halbraum des Bodens und damit zu einer Abnahme der Schwingungsamplituden des Pfahles. Dieses Phänomen wurde erstmals von ISAACS (1931) beschrieben.

Liegen die Verhältniswerte des Pfahldurchmessers zur Pfahllänge bei Werten von kleiner als 0,1, so kann nach PLAßMANN/KIRSCH (2000) vereinfachend die eindimensionale Wellenausbreitung angenommen werden. Zur Simulation der Wellenausbreitung im Pfahl wird ein linear elastisches Verhalten angenommen. Der Bodeneinfluss an Pfahlmantel und Pfahlfuß wird durch den Ansatz von wegabhängigen Federkräften sowie geschwindigkeitsabhängigen Dämpfungskräften berücksichtigt, Abbildung 1.

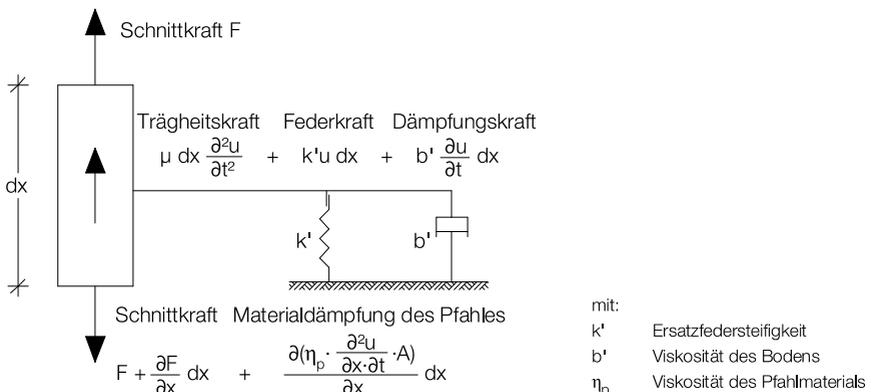


Abbildung 1: Infinitesimales Element des gedämpften Stabes

Wird nun das Gleichgewicht der Vertikalkräfte am infinitesimalen Element des gedämpften Stabes betrachtet, so ergibt sich die um den Einfluss des Bodens und der Pfahlmaterialdämpfung erweiterte Wellengleichung des eindimensionalen Modells, Gleichung (1). Diese Wellengleichung ist nicht analytisch lösbar und es bedarf einer numerischen Lösung, RAUSCHE (1974).

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{k'}{\rho \cdot A} \cdot u + \frac{b'}{\rho \cdot A} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} - c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\eta_p}{\rho} \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} = 0 \quad (1)$$

## 2.2 Eingangparameter und Berechnungsmodell

Für die Rammanalyse mit dem zuvor genannten Berechnungsprogramm sind im Wesentlichen folgende bodenspezifische Faktoren relevant:

- Quake,
- Damping und
- Gain/Loss bzw. Setup-Faktor.

Der Quake Parameter stellt dabei die elastische Grenzeindringung dar, bei der der Boden vom elastischen in den plastischen Zustand übergeht (MESSECK, 1985). Die dynamische Widerstandskraft des Bodens wird nach SMITH (1960) mithilfe des Damping-Parameters  $J_s$  bestimmt. Im Programmsystem erfolgt die Degradation der bodenmechanischen Widerstandswerte unter der Rammung durch den Gain/Loss Faktor  $f_{GL}$ , der nur als globale Kenngröße eingegeben werden kann. Durch diesen Faktor geht das Verhältnis des dynamischen Bodenwiderstandes während des Rammvorgangs (Shaft Resistance to Driving, SRD) zum statischen Langzeitbodenwiderstand (Long Term Shaft Resistance, LTSR) in die Berechnungen ein (GRLWEAP, 2010). Im Vergleich dazu ist der Setup-Faktor  $f_s$  genau als der Kehrwert des Gain/Loss Faktors definiert, der somit die Wiedergewinnung bzw. die Erhöhung des Widerstandes nach der Rammung angibt, Gleichung (2). Die beiden dimensionslosen Faktoren beruhen auf Erfahrungswerten und sind somit rein empirischer Natur.

$$f_{GL} = \frac{SRD}{LTSR} \quad \text{bzw.} \quad f_s = \frac{LTSR}{SRD} \quad (2)$$

Das Verhalten des Rammbaren sowie des Pfahls wird über von an Massepunkte gekoppelte Federn und Dämpfer simuliert, während die Abbildung des Bodens über

Federn und Dämpfer erfolgt, die an den Massepunkten des Pfahles anschließen, Abbildung 2. Der Pfahl wird durch eine gewisse Anzahl an kurzen, steifen Pfahlsegmenten ersetzt, die mit flexiblen Verbindungen zusammengefügt sind, um eine mathematische Analyse der Wellenausbreitung infolge eines Rammschlages zu erlauben.

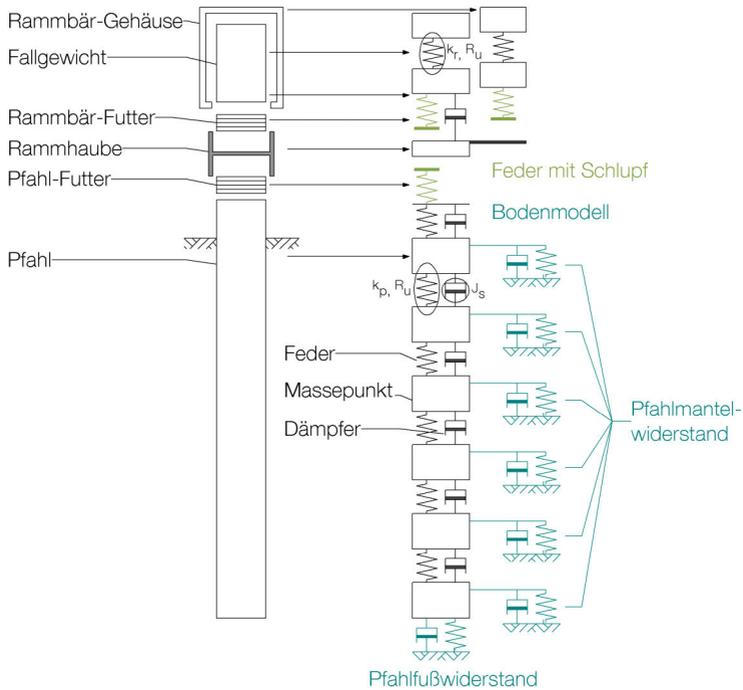


Abbildung 2: Verwendetes Berechnungsmodell in Anlehnung an GRLWEAP (2010)

### 3 Parameterstudie

Um erste Erfahrungen mit dem Berechnungsprogramm zu erlangen und den Einfluss der bodenspezifischen Faktoren auf das Ergebnis der Rammanalysen bewerten zu können, wurde zunächst eine Parameterstudie anhand eines fiktiven Rammsystems durchgeführt, wobei für nichtbindige (System I) und bindige Böden (System II) jeweils drei verschiedene Bodenkennwerte untersucht wurden, Abbildung 3.

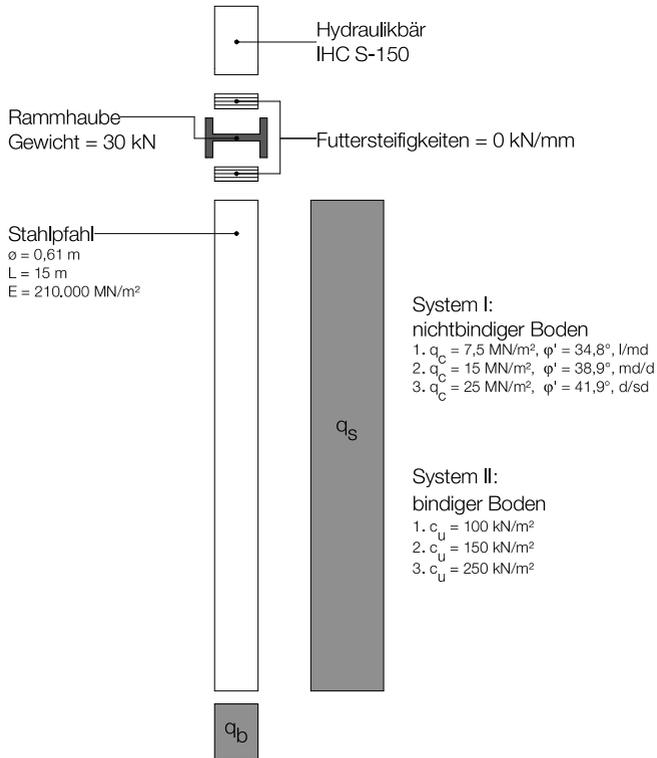


Abbildung 3: System I und System II der Parameterstudie

Die EA-PFÄHLE (2012) enthält Erfahrungswerte für den Pfahlspitzendruck und die Pfahlmantelreibung von Fertigrampfpfählen in Abhängigkeit von den Baugrundverhältnissen, die sich bei nichtbindigen Böden auf die Spitzenwiderstände der Drucksonde  $q_c$ , bzw. bei bindigen Böden auf die undränierete Scherfestigkeit  $c_u$  beziehen. Um die Differenz zwischen charakteristischem Wert und Messwert abzudecken, wurde für die Studie das 50% Quantil herangezogen. Der Softwarehersteller gibt Empfehlungen für den Ansatz der zu untersuchenden bodenspezifischen Faktoren, deren Eingabe und Variation jeweils getrennt am Pfahlmantel und Pfahlfuß erfolgt. Die empfohlenen Werte wurden in einer Parameterstudie als Grundwerte (100%) angenommen und entsprechend der in Tabelle 1 angegebenen Prozentsätze im Einzelnen variiert.

Tabelle 1: Bodenspezifische Eingangsparameter

System	I. + II.	I.1. + II.1.	I.2. + II.2.	I.3. + II.3.	I.	II.	I. + II.	I.	II.	I. + II.
Variation	Mantel Quake [mm]	Pfahlfuß Quake [mm]			Mantel Damping [s/m]		Pfahlfuß Damping [s/m]	Mantel Gain/Loss [-]		Pfahlfuß Gain/Loss [-]
25%	0,63	2,54	1,91	1,27	0,04	0,16	0,13	0,21	0,17	0,25
75%	1,88	7,63	5,72	3,81	0,12	0,49	0,38	0,63	0,50	0,75
<b>100%</b>	<b>2,50</b>	<b>10,17</b>	<b>7,63</b>	<b>5,08</b>	<b>0,16</b>	<b>0,65</b>	<b>0,50</b>	<b>0,83</b>	<b>0,67</b>	<b>1,00</b>
125%	3,13	12,71	9,53	6,35	0,20	0,81	0,63	1,04	0,83	1,25
175%	4,38	17,79	13,34	8,90	0,28	1,14	0,88	1,46	1,17	1,75

Es wurden demnach 180 Vergleichsberechnungen an den sechs Teilsystemen durchgeführt, bei denen jeweils die sechs bodenspezifischen Faktoren in fünffacher Weise variiert wurden. Mithilfe der Studie wurde der Gain/Loss Faktor als derjenige bodenspezifische Parameter herausgearbeitet, der in nichtbindigen wie auch bindigen Böden den größten Einfluss auf das Ergebnis der Rammbareitsuntersuchung hat. Im Vergleich dazu haben die beiden anderen bodenspezifischen Faktoren, Damping und Quake Parameter, einen nur unbedeutenden Einfluss. Das spezifische Verhalten der Gesamtschlagzahlen infolge der Variation der Gain/Loss Faktoren unter der Annahme veränderter Pfahlgeometrien wurde anhand von zwei darauf aufbauenden Studien weitergehend untersucht. In einer vergleichenden Bewertung der Ergebnisse in Bezug auf die der Ausgangs-Parameterstudie, stellten sich folgende Kernaussagen heraus:

- je größer der Pfahldurchmesser, desto größer der Einfluss des Pfahlfuß Gain/Loss Faktors, bzw.
- je größer die Pfahlänge, desto größer der Einfluss des Pfahlmantel Gain/Loss Faktors.

#### 4 Empirische Auswertung

Mithilfe von vergleichenden Berechnungen anhand von in-situ gerammten Pfählen wurden Pfahlmantel und Pfahlfuß Gain/Loss Faktoren zur Verbesserung der Berechnungsergebnisse abgeleitet, sodass in Zukunft Rammanalysen durchgeführt werden können, die mit statistisch bewerteten Faktoren zu einer realistischen Abschätzung der erforderlichen Rammenergie führen.

#### 4.1 Kalibrierungsberechnungen

Es wurden 29 Stahlrohrpfähle, die in diversen Ausführungsprojekten im norddeutschen Ingenieurwasser- und Hafengebäudebau gerammt wurden, mit dem Programmsystem solange iterativ nachgerechnet, bis die bei der Rammung aufgenommenen Messwerte mit den Berechnungsergebnissen übereinstimmten. Die Übereinstimmung wurde in Nachrechnung a) durch iterative Anpassung der Pfahlmantel und Pfahlfuß Gain/Loss Faktoren erzielt, während in Nachrechnung b) ausschließlich der Pfahlmantel Gain/Loss Faktor variiert und der Pfahlfuß Gain/Loss konstant zu 0,7 angesetzt wurde.

Für alle in den Nachrechnungen verwendeten Rammpfähle lagen mittlere Spitzenwiderstände  $q_c$  der Drucksonde vor. Um die Annahmen für die Pfahlmantelreibung  $q_s$  und den Pfahlspitzenwert  $q_b$  – auch im Hinblick auf die Anwendung der abgeleiteten Faktoren für spätere Berechnungen – zu vereinheitlichen, wurde die in der EA-PFÄHLE (2012) gegebene Korrelation zwischen dem Spitzenwiderstand  $q_c$  und den charakteristischen Werten für  $q_{s,k}$  bzw.  $q_{b,k}$  den Berechnungen zugrunde gelegt.

Die Quake und Damping Parameter sowohl für den Pfahlmantel als auch für den Pfahlfuß haben nur einen geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Der Pfahlmantel Quake Parameter wurde deshalb gemäß dem Empfehlungswert nach GRLWEAP (2010) für sämtliche Bodenarten zu 2,5 mm angesetzt, der Pfahlfuß Quake als Mittelwert ( $D/80$ ) aus der Empfehlung für lockeren und der für dichten Boden, wobei  $D$  der Pfahldurchmesser ist. Der Pfahlmantel Damping Parameter wurde nach GRLWEAP (2010) für nichtbindige Böden auf 0,16 s/m und für bindige Böden auf 0,65 s/m gesetzt.

Beispielhaft liefert Abbildung 4 eine grafische Übersicht der für die übereinstimmenden Berechnungsergebnisse in Nachrechnung b) angesetzten Gain/Loss Faktoren in Abhängigkeit des mittleren Spitzenwiderstandes  $q_c$  der Drucksonde. Ebenso ist die für die statistische Auswertung abgeleitete Korrelationsfunktion zwischen dem mittleren Spitzenwiderstand  $q_c$  der Drucksonde und dem Pfahlmantel Gain/Loss Faktor dargestellt.

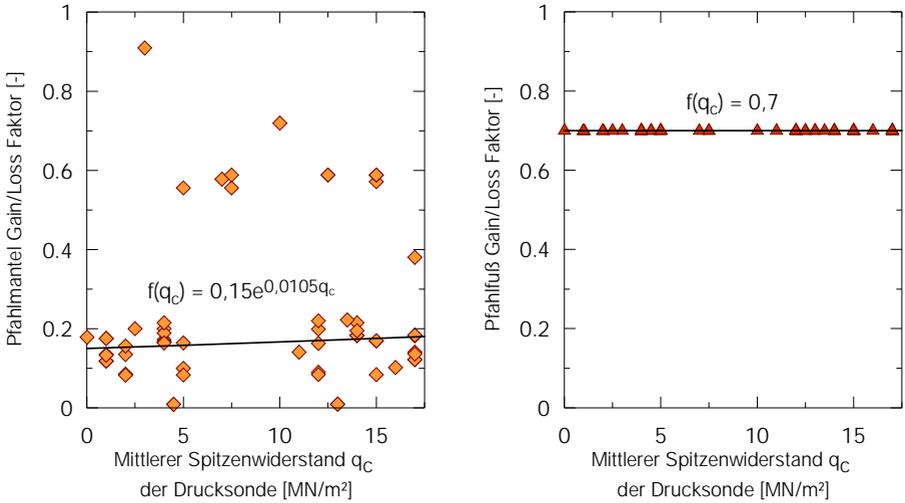


Abbildung 4: Grafische Übersicht der in Nachrechnung b) angesetzten Gain/Loss Faktoren

In einem weiteren Berechnungsdurchgang wurden sowohl in Nachrechnung a) als auch in Nachrechnung b) die zuvor ermittelten Gain/Loss Korrelationsfaktoren angesetzt. Die weiteren Eingabewerte blieben zu den vorherigen unverändert. Abbildung 5 zeigt eine Gegenüberstellung der Messwerte der Summe der Rammenergie mit den unter Ansatz der Korrelationsfaktoren ermittelten Rechenwerten.

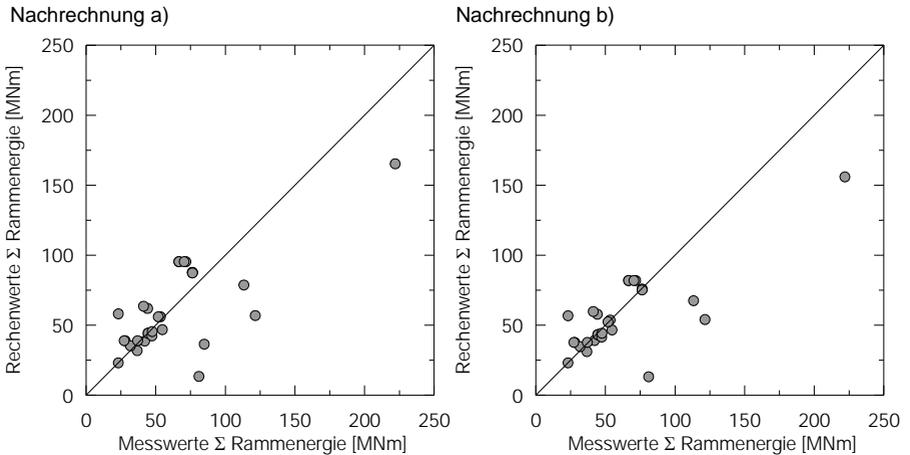


Abbildung 5: Streudiagramme unter Ansatz der Korrelationsfaktoren

## 4.2 Statistische Bewertung

Für die statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse wurden zunächst relative Differenzbeträge 'ΔRammenergie' aus den Mess- und Rechenwerten gebildet. Die beobachteten Häufigkeiten von 'ΔRammenergie' ebenso wie die Normalverteilungen der Nachrechnung a) und b) sind in nachfolgenden Histogrammen dargestellt, Abbildung 6.

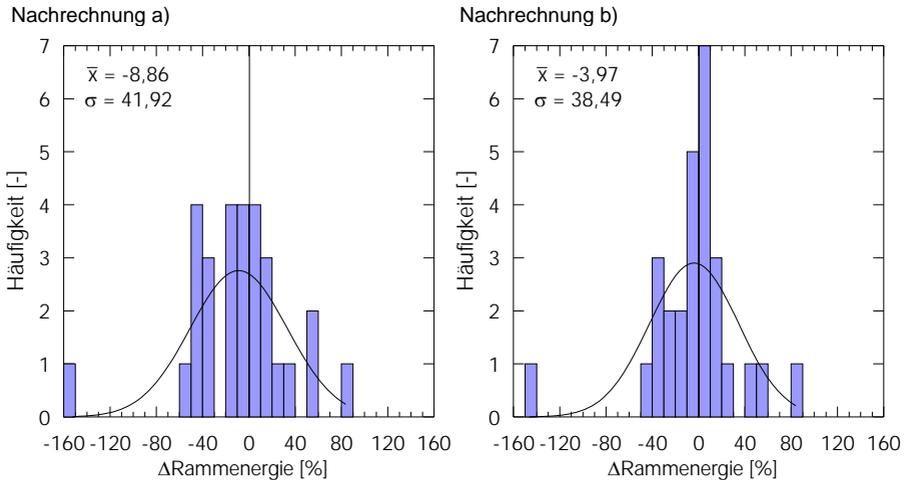


Abbildung 6: Häufigkeitsverteilungen von 'ΔRammenergie'

Der Differenzbetrag von 'ΔRammenergie' wird positiv, wenn der Messwert im Vergleich zum Rechenwert größer ist, wohingegen für negative Werte die Rechenwerte größer sind als die Messwerte. Bei positiven Werten führt der Ansatz der Korrelationsfaktoren folglich zu einer Unterschätzung, bei negativen Werten zu einer Überschätzung der notwendigen Energie, um den Pfahl auf Endtiefe zu rammen.

## 5 Ergebnisse

In der vorliegenden Bachelorarbeit wurden statistisch bewertete Anpassungsfaktoren abgeleitet, mit deren Ansatz das allgemein anerkannte kommerzielle Programmsystem GRLWEAP der Firma Pile Dynamics, Inc. eine realistische Abschätzung der für die Rammung auf Endtiefe erforderlichen Gesamtschlagzahl und Rammenergie liefert. Die Ableitung der Anpassungsfaktoren ist an die in Tabelle 2 zusammengefassten Bodenkennwerte nach EA-PFÄHLE (2012) und bodenspezifischen Faktoren gekoppelt.

Tabelle 2: Bodenkennwerte und bodenspezifische Faktoren in nichtbindigen Böden

Spitzenwiderstand $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Pfahlspitzen- druck $q_{b,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Pfahlmantel Quake [mm]	Pfahlfuß Quake [mm]	Pfahlmantel Damping [s/m]	Pfahlfuß Damping [s/m]
7,5	36	4800	2,50	D/80	0,16	0,50
15	75	8160				
25	96	9200				

D = Durchmesser des Stahlrohrpfahles;  
Zwischenwerte wurden linear interpoliert.

Die aus Nachrechnung b) abgeleitete Korrelation zwischen dem mittleren Spitzenwiderstand  $q_c$  der Drucksonde und den Gain/Loss Faktoren, dargestellt in Abbildung 7, liefert im Mittel günstigere statistische Kennwerte und wird daher für zukünftige Rammanalysen in nichtbindigen Böden empfohlen.

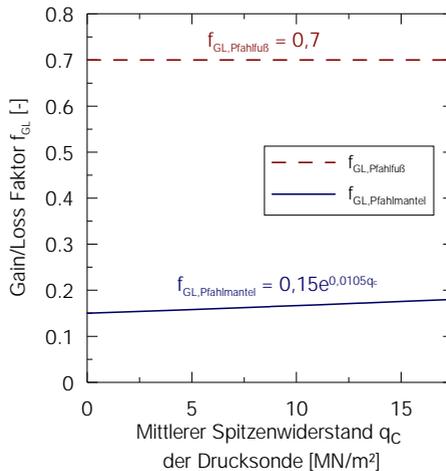


Abbildung 7: Empfohlene Korrelation in nichtbindigen Böden

Unter Ansatz der abgeleiteten Gain/Loss Faktoren liefern mit GRLWEAP durchgeführte Rammanalysen realistische Ergebnisse. Die dabei vorzunehmende Reduktion der Bodenwiderstände während des Rammvorgangs auf bis zu 15% der Langzeitbodenwiderstände entspricht jedoch nicht der Abbildung der tatsächlichen geotechnischen Vorgänge.

## Literatur

**EA-Pfähle;** Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Ernst&Sohn, Berlin, 2012*

**GRLWEAP;** Handbuch, *Goble Rausche Likins and Associates, Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, USA, 2010*

**D. Isaacs;** Reinforced Concrete Pile Formulae, *Transactions of the Institution of Engineers, Vol. XII, Paper No. 370, pp. 312-323, Australia, 1931*

**H. Messeck;** Einsatz von Wellengleichungsprogrammen zur Vorausbestimmung der Rammbarkeit und Tragfähigkeit von Pfählen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 19, S. 53-75, 1985*

**B. Plaßmann; F. Kirsch;** Qualitätskontrolle von Pfahlgründungen mit Hilfe von dynamischen Prüfmethode – Entwicklungen bei Messung und Auswertung, *Mitteilungen des Curt-Risch-Instituts der Universität Hannover, S. 121-142, 2000*

**F. Rausche;** Dynamische Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Ramppfählen, *Vorträge der Baugrundtagung, Frankfurt, S. 395-409, 1974*

**E. Smith;** Pile-driving Analysis by the Wave Equation, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Vol. 86, No. SM4, pp. 35-61, 1960*

Autorin

---

Susanne Kleineheismann, B.Eng.

KleineheismanSu43159@th-nuernberg.de

Technische Hochschule Nürnberg Georg Simon Ohm

Fakultät Bauingenieurwesen

[www.th-nuernberg.de](http://www.th-nuernberg.de)

Keßlerplatz 12, 90489 Nürnberg

Tel.: 0911 5880-1418

in Kooperation mit:

HOCHTIEF Infrastructure GmbH, Marine and Offshore Technology

[www.hochtief-solutions.de](http://www.hochtief-solutions.de)

Fuhlsbüttler Str. 399, 22309 Hamburg

Tel.: 040 300321-0



*3. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2015*

**Dr.-Ing. Lisham Bonakdar**

*Pile group effect on the wave loading of a slender pile:  
A summary of laboratory investigations*

(Kurzfassung)



# Pile group effect on the wave loading of a slender pile: A summary of laboratory investigations

Lisham Bonakdar, Hocine Oumeraci

Leichtweiss-Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany

## 1 Introduction

There might be a common assumption that two or more piles in waves should have a similar behaviour to that of a single isolated pile, but this assumption is correct only for sufficiently large spacing between the piles (Zdravkovich, 1977). For closely-spaced piles, which are common in both offshore and coastal environments (figure 1), the interference effects between piles may significantly change the flow around the piles, and thus the wave load as compared to that on a single isolated pile. In this case, wave loads on piles within pile groups cannot be calculated by the commonly applied formulae for a single isolated slender pile which are generally based on the concept of Morison et al. (1950). Severe forces may cause considerable damage to the load carrying members and threaten the overall stability of the structure.

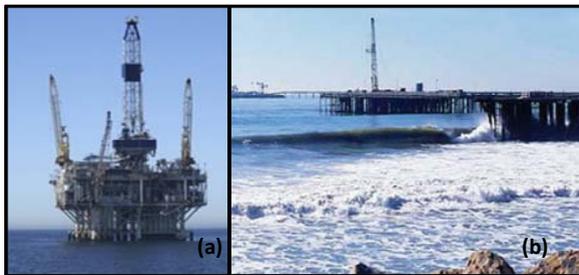


Figure 1: Pile group-supported a) offshore platform ([www.fmctechnologies.com](http://www.fmctechnologies.com)) b) coastal structure ([www.asrltd.com](http://www.asrltd.com))

Despite the fact that a number of studies have contributed to enhance the knowledge about the interaction between waves and pile groups (e.g. Chakrabarti, 1979, 1981, 1982; Li et al., 1993; Mindao et al., 1987; Sparboom and Oumeraci, 2006; Hildebrandt et al.,

2008), several weaknesses still remain which should be overcome to achieve a reliable prediction of wave-induced forces on slender piles within pile groups.

The main objectives of this research study are (i) the generation of a knowledge base for an improved understanding of the physical processes involved in the interaction of waves and pile groups, and (ii) the development of more generic formulae for the prediction of wave loads on a slender pile within a pile group in different arrangements.

In order to achieve these objectives, (i) available large-scale tests carried out in the Large Wave Flume (GWK) in Hannover were re-analysed, (ii) new small scale laboratory experiments were systematically designed and performed in two distinct phases in the 2 m-wide wave flume of Leichtweiss-Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources (LWI) to generate a more comprehensive data base for the development of wave load formulae, (iii) an artificial intelligence (AI) - based computational tool, which is named *hybrid M5MT-GP model*, was implemented for a systematic analysis of the generated laboratory data and, (iv) using the hybrid M5MT-GP model, new generic wave formulae were developed for the prediction of wave-induced forces on a slender pile within pile groups which is comprehensively discussed in Bonakdar (2014). In this paper, however, a summary of the systematic laboratory investigations made in GWK and LWI is given and results obtained for one pile group arrangement are discussed.

## **2 Large scale experimental studies (GWK tests)**

The first and worldwide unique large scale experimental study on wave loads on pile groups was performed in the Large Wave Flume (GWK) of the Coastal Research Centre (FZK) in Hannover. The instrumented pile made of steel with a diameter 0.324 m was installed like a cantilever pile at a water depth of 4.26 m in the middle of the large wave flume in a distance of 104.69 m from the wave paddle. Three pile group arrangements, namely tandem, side by side and staggered arrangements were tested. For each pile group arrangement, relative spacing  $S_G/D$  was varied from 1 to 3. A first analysis of the GWK tests was made by Sparboom et al. (2006), Sparboom and Oumeraci (2006) and Hildebrandt et al. (2008). In this project, the GWK tests were extensively reanalysed.

The results of the analysis of the GWK tests have indeed contributed to improve the understanding of the processes associated with pile group interaction for different pile group

arrangements. On the other hand, the limitations of these tests were also revealed which might be summarized as follows:

- (i) Pile group configurations with smaller relative spacing of  $S_e/D < 1$  were not investigated. Smaller relative spacing  $S_e/D$  is important as it may result in a substantial increase of the interference effect, and thus in a significant change of wave load magnitude on the piles in a group.
- (ii) The tested regular waves do not cover a sufficient range of hydrodynamic conditions (e.g. shallow water conditions are missing). In fact, the tested wave conditions only cover a small range of relative water depth  $h/L$  located into the transition zone. Therefore, neither the dominant drag regime nor the inertia dominant regime was tested in the large scale laboratory study (Bonakdar, 2014).
- (iii) For practical reasons, cantilever piles (truncated far from the bottom of the flume) were used in the GWK model set-up. This might result in an unrealistic flow around the group of pile due to the flow separation at the lower end.
- (iv) Values of the  $KC$  and  $Re$  parameters change from one section of the pile to another because of the variation of flow velocity over the water column. In GWK, however, only the total moment was measured meaning that the flow velocity was averaged over the depth.

The results of the comprehensive analysis of the current knowledge and those obtained from the detailed reanalysis of the GWK tests (Bonakdar and Oumeraci, 2012) have clearly revealed the necessity of conducting new small scale wave flume experiments.

### **3 Small scale model tests (LWI tests) – Phase I**

The two main objectives of Phase 1 of the new laboratory experiments were (i) to investigate possible scale and model effects and (ii) to overcome some of the limitations of the GWK tests in order to achieve an improved insight into the most relevant processes associated with the interaction of waves and pile groups. Therefore, selected GWK tests were reproduced in the 2-m wave flume of Leichtweiss-Institute (LWI).

As free surface flow is dominated by gravity, Froude similitude was applied. Considering the wave and structural conditions in the GWK experiments as well as the technical aspects and the capacity of the wave maker in the 2-m wave flume of LWI, a scale factor of

1:6.5 for the small scale model was found as the most feasible scale factor. Accordingly, the water depth  $h$  at the model is 0.655 m ( $h=4.26$  m in GWK) and the diameter of the piles is 0.05 m ( $D=0.324$  m in GWK).

The cross section of the model set-up is shown in figure 2. As seen, in addition to the total force and moment transducers installed at the top of the instrumented piles, the local wave force was also measured on a small section of piles at the elevation of 0.2 m below SWL using a kind of small force sensor named ring transducer. An Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) was placed at the same elevation (0.2 m below SWL) to record the horizontal wave-induced flow velocity. This velocity is used to get the KC number directly at the elevation of the ring transducers (0.2m), thus avoiding to use a depth-averaged flow velocity.

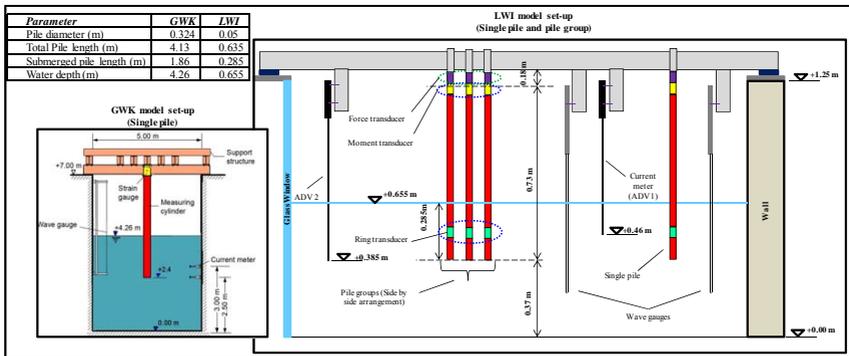


Figure 2: GWK model set-up for a single pile and LWI-Phase 1 model set-up exemplarily for side by side arrangement (cross sections)

A comparative analysis of the wave loads on the single pile in LWI and GWK was performed for non-breaking regular waves. The results have shown that wave loads on a single slender pile obtained from a smaller scale laboratory tests (LWI) are about 10 to 40% higher than the Froude scaled wave load obtained in the 6.5 times larger scale model tests (GWK). This difference is partially due to model effects and partially to scale effects as the flow regime is not the same in the large and small scale models and the forcing functions (e.g. wave generation and wave evolution up to the model) differ in both wave flumes irrespective of the model scale. The part of the difference originating from scale effects is due to the effect of the Reynolds number. Even though the Froude number is the main scaling parameter in the case of free surface flow, the Reynolds number, which is

quite important due to viscous effect, cannot be appropriately scaled in small laboratory tests.

The difference in the Reynolds number results in different flow regimes around the structure placed in the LWI wave flume model and in the GWK model. If the Re number of one or more models scaled by Froude law is smaller than a critical Re number value  $Re_{crit}$ , increasing the Re number can significantly affect drag coefficient and, consequently, drag force (*hydraulically smooth condition*). However, if Reynolds numbers of both models are larger than  $Re_{crit}$  (*hydraulically rough condition for both models*), increasing the Reynolds number does not affect drag force and no scale effects due to the dissimilarity of viscous forces are expected as energy losses remain constant with a further increase of the Re number beyond  $Re_{crit}$ .

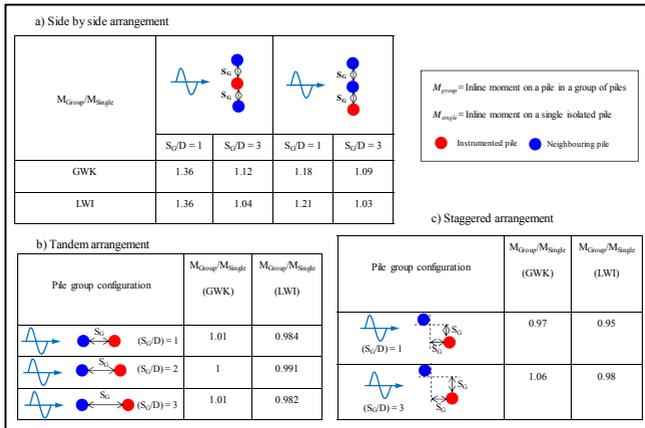


Figure 3:  $M_{Group}/M_{Single}$  ratio for GWK and LWI tests for a) side by side, b) tandem arrangement and c) staggered arrangement

Non-breaking wave loads on a slender pile within a group of piles with different arrangements in the GWK model and in the small scale model (LWI) were studied to examine whether the effect of neighbouring piles on the resulting wave load on an instrumented slender pile is also influenced by scale effects or not. For this purpose, the pile group effect  $K_G$  values measured for different LWI pile group arrangements were compared with those obtained in GWK. Pile group effect  $K_G$  was found to be similar for a given pile group configuration (same arrangement and same relative spacing  $S_G/D$ ) (figure 3). This finding is reasonable as, for given wave conditions (same KC number) calculated using an undis-

turbed horizontal wave-induced flow velocity, pile group effect  $K_G = F_{Group}/F_{Single}$  only depends on structural conditions (e.g. relative spacing  $S_G/D$ ) (Bonakdar and Oumeraci, 2014; Bonakdar, 2014).

#### 4 Small scale model tests (LWI tests) – Phase II

The wave and structural conditions tested in GWK were extended over a wider range in Phase 2 of the LWI wave flume tests in order (i) to systematically identify the most significant hydrodynamic and structural parameters affecting the resulting wave load on a slender pile and (ii) to provide a comprehensive data base for the development of more generic wave load formulae.

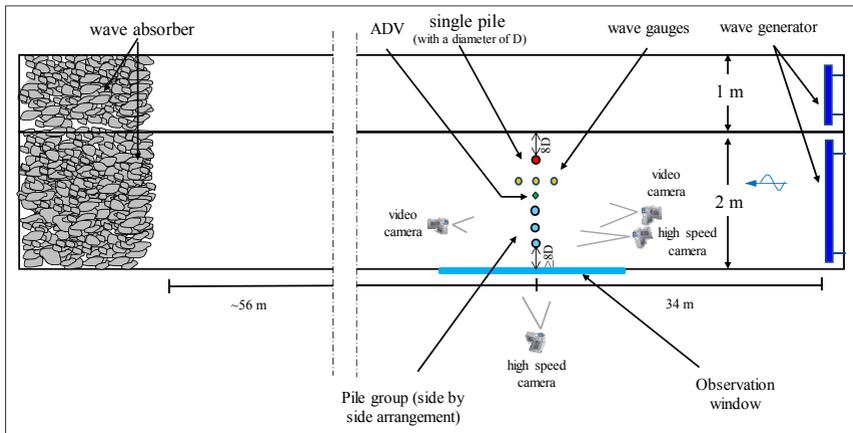


Figure 4: Plan view of model set-up of LWI-Phase 2 tests, exemplarily for a pile group with side by side arrangement

The plan view the model set-up, exemplarily for a pile group with side by side arrangement, is drawn in figure 4. As seen, in addition to the pile group and far from it, an isolated single pile was also placed in the wave flume as a reference pile. Regular non-breaking waves cover different combinations of wave height and period, including very steep and very long waves. The corresponding  $KC$  number varies from 1.1 where inertia regime dominates, to 88 where drag regime dominates. Regular non-breaking waves cover different combinations of wave height and period, including very steep and very long waves. Figure 5 shows how much the tested hydrodynamic conditions were expanded in LWI

tests. The green box shows the area covered in GWK tests and the pink box shows the conditions tested in Phase 2 of LWI tests. As seen, drag and inertia regimes as well as the transition regime were tested in Phase 2, including deep, transition and shallow water conditions.

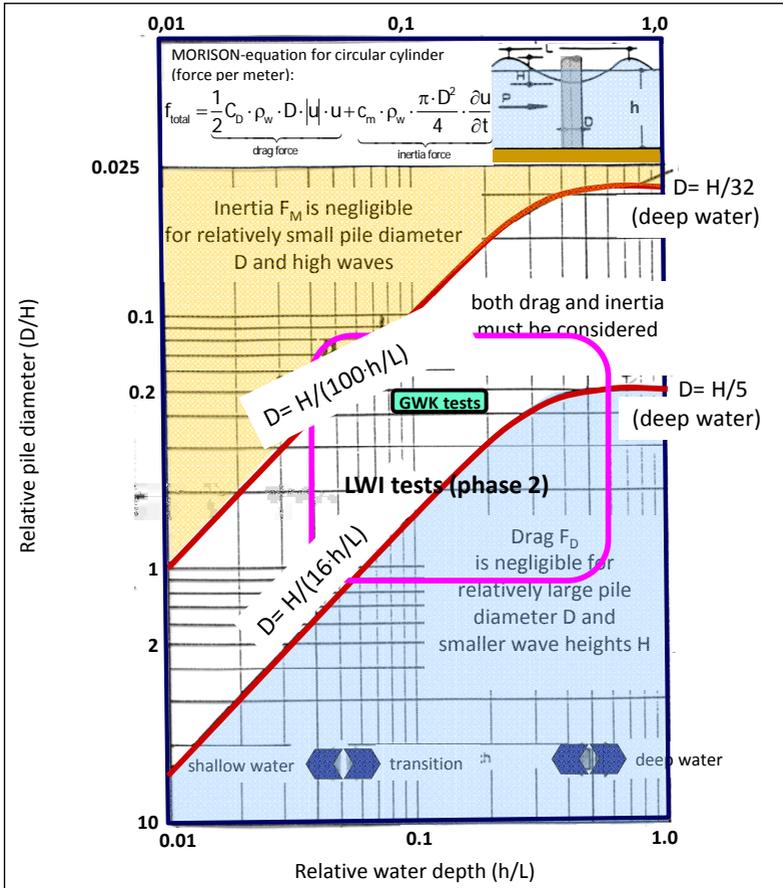


Figure 5: Wave and structure conditions of the laboratory tests performed in GWK and LWI-Phase 2 (modified from Oumeraci, 2008)

A total of 25 pile configurations were tested with a focus on relative spacing  $S_0/D < 1$  in order to better account for the extreme conditions. A total of 509 tests with regular non-breaking were performed in Phase 2 from which, 24 were for single isolated pile, 146 for

side by side, 136 for tandem, 120 for staggered and 83 for the so called 2×2 arrangements (figure 6). As seen in figure 6, each pile arrangement was tested for a wide range of relative spacing  $S_G/D$  varying from 0.5 where piles are very closely spaced to 5.0 where the piles are so widely spaced that no grouping effect is expected. These make Phase 2 of LWI tests the most comprehensive of the available laboratory studies of this kind.

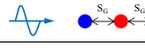
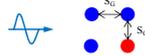
Pile Arrangement	Relative Spacing ( $S_G/D$ )	Number of tests
	-----	24
	0.5, 0.75, 1, 1.5, 3, 4 and 5	136
	0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 3 and 5	146
	0.6, 0.75, 1, 1.5, 3 and 5	120
	0.5, 0.75, 1 and 2	83
		

Figure 6: Pile group configurations tested in the 2m wide LWI wave flume (Phase 2)

## 5 Pile group effect due to regular non-breaking waves exemplarily for side by side arrangement

A detailed analysis on the effect of non-dimensional wave parameters has been performed by Bonakdar (2014) including  $KC$  number, Reynolds number  $Re$ , relative water depth  $h/L$  and wave steepness  $H/L$  on pile group effect  $K_G$ . The latter represents the relative wave force ratio ( $K_G = f_{Group}/f_{Single}$ ) where  $f_{Group}$  is the line force on a slender pile within further neighbouring piles in different arrangements and  $f_{Single}$  is line force on an isolated single pile. Among all these non-dimensional wave parameters,  $KC$  number was identified as the most suitable parameter to describe the effect of wave conditions on pile group interaction (Bonakdar, 2014). In addition,  $KC$  number is a function of both wave period and flow velocity which make it an appropriate parameter to describe wave-induced flow conditions. From the structural point of view, pile group arrangement and relative spacing parameter  $S_G/D$  are the most significant parameters affecting the resulting wave load on a slender pile within other neighbouring piles. Overall, it can be stated that:

$$K_G = \frac{f_{Group}}{f_{Single}} = f \left\{ KC, \frac{S_G}{D}, \text{Pile group arrangement} \right\} \quad (1)$$

The results illustrating the relationship between pile group effect  $K_G$  and  $KC$  number for side by side arrangement with relative spacing  $S_G/D=0.5$  to 5 are plotted in figure 7. The first noticeable implication to be drawn from this figure is that pile group effect  $K_G$  increases with decreasing relative spacing  $S_G/D$  as often reported in the literature (e.g. Chakrabarti, 1979, 1981, 1982; Li et al., 1993; Mindao et al., 1987; Sparboom and Oume-raci, 2006). The second important implication from figure 7 is that for smaller  $KC$ -values ( $KC < 30$ ), two basically different behaviours of the relationship between  $K_G$  and  $KC$  number are distinguished for closely-spaced piles ( $S_G/D \leq 1.5$ ) and for largely-spaced piles ( $S_G/D > 1.5$ ).

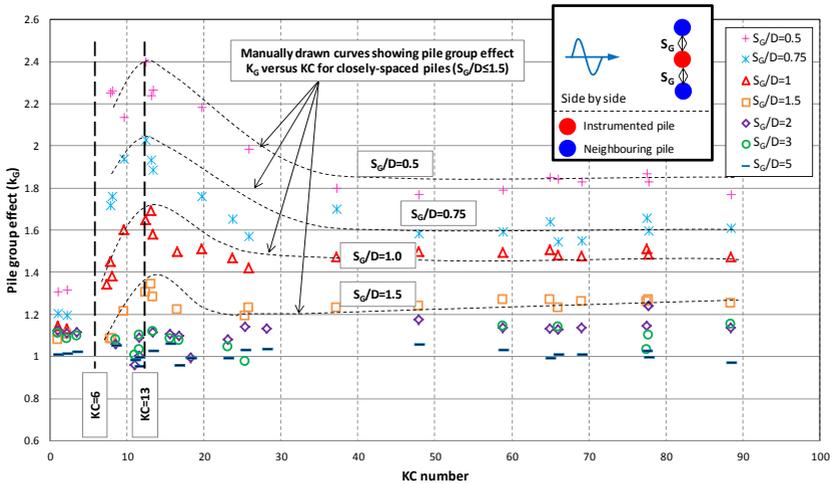


Figure 7: Relationship between pile group effect  $K_G$  and  $KC$  number for side by side arrangement exposed to regular non-breaking waves

For *largely-spaced piles* ( $S_G/D > 1.5$ ),  $K_G$  values are more or less the same for the whole range of  $KC$  numbers, meaning that the pile group interaction does not anymore depend on the wave conditions. This is also the case for  $S_G/D \leq 1.5$  and larger  $KC$ -values ( $KC > 30$ ). For  $S_G/D \geq 3$  data points are grouped around  $K_G=1$  for all  $KC$  values meaning that already at this value there is no interaction between piles and each pile behaves like a single isolated pile.

For *closely-spaced piles* ( $S_G/D \leq 1.5$ ) where more pile group interaction is expected, the relationship between  $K_G$  and  $KC$  number is similar for all tested relative spacing  $S_G/D=0.5, 0.75, 1.0$  and  $1.5$ .

For each of these configurations,  $K_G$  is almost constant for  $KC < 6$ . This is the range below which inertia dominates and drag can be completely neglected. It can, in other words, be stated that for inertia dominant conditions ( $KC < 6$ ), pile group interaction is only dependent on relative spacing  $S_G/D$  and, by decreasing  $S_G/D$ ,  $K_G$  increases up to 1.3 for the smallest tested spacing ( $S_G/D=0.5$ ).

By increasing the  $KC$  number, pile group effect parameter  $K_G$  sharply increases and reaches its maximum for  $KC=13$ . For all closely-spaced piles ( $S_G/D \leq 1.5$ ), the  $K_G$  values obtained for  $KC=10 - 20$ , which correspond to the range of the transition regime for drag and inertia, are indeed significantly higher than for  $KC < 10$  and  $KC > 20$  (figure 7). The maximum  $K_G=2.4$  is reached for the configuration with the smallest tested spacing ( $S_G/D=0.5$ ). The pile group effect  $K_G$  decreases with a lower rate up to  $KC$  values of about  $30 \sim 35$ . For  $KC > 30 \sim 35$ , further increase of  $KC$  does not noticeably affect pile group effect parameter  $K_G$  and it depends only on relative spacing  $S_G/D$ . This is the case in which drag dominates and inertia is negligible.

## **6 Pile group effect due to focused breaking waves exemplarily for side by side arrangement**

A number of tests with focused breaking waves were also performed in the LWI wave flume for side by side and tandem arrangements with relative spacing of  $0.5 \leq S_G/D \leq 3$ . Focused breaking waves were generated by the superposition of Gaussian wave packets described in Bergmann (1985). Based on the video analysis, a classification of the tests into five loading cases was performed as proposed by Wienke (2001) and Wienke and Oumeraci (2005). These five loading cases (LC1 – LC5) were obtained only by shifting the concentration (focal) point, while the characteristic wave parameters were kept constant. The loading cases varied from broken waves to a wave breaking just behind the instrumented pile as shown in figure 8. LC1 represents a broken wave hitting the pile at the still water level (SWL) exactly when it is falling downward into the water. Due to the entrapped air, the wave has a foamy front. The distance between the breaking point and cylinder front had its maximum for LC1 and was reduced for other load cases. In LC2, the wave

hits the pile at a higher elevation before falling down into the water. In LC3, the breaker tongue hits the pile at the height of the wave peak. In LC4, the wave becomes unstable exactly at the pile (partially breaking wave). In LC5, the wave breaks immediately behind the pile representing a non-breaking wave at the pile.

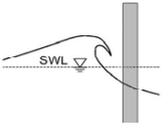
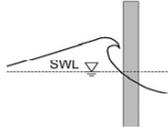
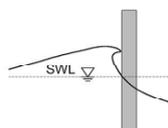
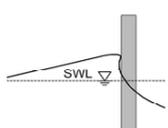
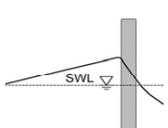
Loading case (LC)			Description
1	Wave breaking far in front of the cylinder		Breaker tongue impinges the pile at SWL when it is falling downward into the water (broken wave at the pile)
2	Wave breaking in front of the cylinder		Breaker tongue inclined about 45° (breaking wave at the pile)
3	Wave breaking just in front of the cylinder		Breaker tongue impinges the cylinder at the height of the wave peak (breaking wave at the pile)
4	Wave breaking at the cylinder		Breaker tongue formed at the pile (partial breaking wave at the pile)
5	Wave breaking behind the cylinder		wave breaks immediately behind the pile (non-breaking wave at the pile)

Figure 8: Definition of the loading cases and description of the characteristic appearance of the breaking waves (modified from Wienke, 2001)

Unlike the case of regular non-breaking waves where pile group effect  $K_G$  is described by the line wave force ratio ( $f_{Group}/f_{Single}$ ),  $K_G$  is defined as the total wave force ratio ( $F_{Group}/F_{Single}$ ) for the case of focused waves. The reason of using total wave force ratio ( $K_G=F_{Group}/F_{Single}$ ) for the focused waves is that the loading case, which shows how the focused wave hits the instrumented pile, plays a very significant role on the resulting focused wave-induced force on the pile. The results related to pile group effect  $K_G$  for the focused waves with loading cases LC1 – LC5 are shown in figure 9 for side by side arrangement.

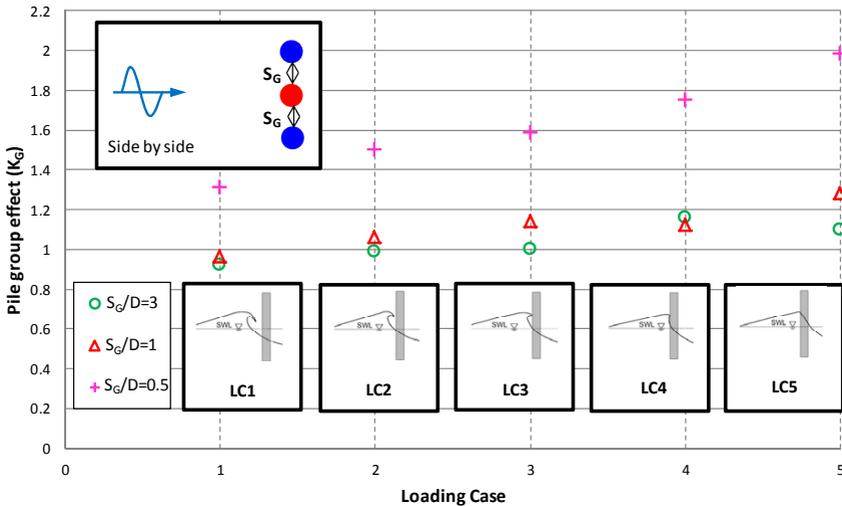


Figure 9: Pile group effect  $K_G$  for focused waves with different loading cases on the middle pile in side by side arrangement with different  $S_G/D$

## 7 Summary and concluding remarks

Based on the knowledge of the processes associated with the interaction of waves and pile groups, which was gained from a series of systematic laboratory investigations described in Bonakdar (2014), breaking and non-breaking wave-induced forces on slender piles within pile groups were investigated. In this paper, the results of the data analysis were presented exemplarily for side by side arrangement which can be summarized as follow:

- (i) For the case of regular non-breaking waves, when  $KC$  is between 6 and  $\sim 35$ , for which both inertia and drag are important, pile group effect  $K_G$  is a multivariate function of both hydrodynamic ( $KC$ ) and structural ( $S_G/D$ ) parameters. In this case, very high  $K_G$  values (up to 2.4 at  $S_G/D=0.5$ ) are obtained. For the purely inertia regime ( $KC < 6$ ) where the water depth ( $h/L=0.29 - 0.64$ ) is relatively large and for the purely drag regime ( $KC > 30 \sim 35$ ) wave pile group effect  $K_G$  is independent of  $KC$  and only a function of relative spacing  $S_G/D$ .
- (ii) For the case of focused waves, the highest amplification of wave load on the instrumented pile was obtained for LC5 which corresponds to a non-breaking wave load as the wave breaks immediately after the instrumented pile. By varying the wave load from non-breaking to partially breaking, breaking and broken waves, pile group effect  $K_G$  decreases. This might be due to the higher energy losses associated with the wave breaking processes.

### **Acknowledgments**

The financial support of the German Research Foundation (DFG, *Deutsche Forschungsgemeinschaft*) for this study through the WaPiGS project (Ou 1/13-1) is acknowledged. The support of the German Academic Exchange Service (DAAD, *Deutscher Akademischer Austauschdienst*) is also acknowledged.

## References

- Bergmann, J., 1985.** Gaußsche Wellenpakete – Ein Verfahren zur Analyse des Seegangsverhaltens meerestechnischer Konstruktionen. PhD Thesis, TU Berlin, Germany.
- Bonakdar, L., 2014.** Pile group effect on the wave loading of a slender pile. PhD thesis, TU Braunschweig, Germany (ISBN 978-3-86948-383-2).
- Bonakdar, L., Oumeraci, H., 2012.** Interaction of waves and pile group-supported offshore structures: A large scale model study. In proceedings of 22nd International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), Rhodes, Greece, pp. 812 – 818.
- Bonakdar, L., Oumeraci, H., 2014.** Small and large scale experimental investigations of wave loads on a slender pile within closely spaced neighbouring piles. In proceeding of 33rd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE), San Francisco, USA.
- Chakrabarti, S. K., 1979.** Wave forces on vertical array of tubes Proceeding of Civil Engineering in the Oceans, ASCE, San Francisco, USA, 241-259
- Chakrabarti, S. K., 1981.** Hydrodynamic coefficients for a vertical tube in an array. Applied Ocean Research. 3, 2-12.
- Chakrabarti, S. K., 1982.** Inline and transverse forces on a tube array in tandem with waves. Applied Ocean Research. 4, 25-32.
- Hildebrandt, A., Sparboom, U., Oumeraci, H. 2008.** Wave forces on groups of slender cylinders in comparison to an isolated cylinder due to non-Breaking waves. In proceeding of 31st International Conference on Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Hamburg, Germany.
- Li, Y. Ch., Wang, F. L., Wang, H. R., 1993.** Wave-current forces on vertical piles in side-by-side arrangement. In Proceedings of 3rd International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), Singapore.
- Mindao, G., Lihua, H., Shaoshu, S., 1987.** Experimental study for the wave forces on pile groups due to regular waves, Proc. 2nd International Conference on Coastal and Port

Engineering in Developing Countries (COPEDEC), China Ocean Press, Beijing, pp. 1956 – 1965.

**Morison, J.R, O'Brien, M.P, Johnson, J.W, Schaaf, S.A 1950.** The force exerted by surface waves on piles. Petroleum Transactions, AIME, Vol. 189.

**Oumeraci, H., 2008.** Vertiefervorlesung Küsteningenieurwesen I. TU Braunschweig, Germany (in German).

**Sparboom, U., Hildebrandt, A., Oumeraci, H., 2006.** Group interaction effects of slender cylinders under wave attack. In proceeding of 30th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), ASCE, San Diego, USA.

**Sparboom, U., Oumeraci, H., 2006.** Wave loads of slender marine cylinders depending on interaction effects of adjacent cylinders. In proceedings of 25th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Hamburg, Germany.

**Wienke, J., 2001.** Druckschlagbelastung auf schlanke zylindrische Bauwerke durch brechende Wellen. PhD thesis, TU Braunschweig, Germany, (in German) ([http://digisrv-1.biblio.etc.tu-bs.de:8080/docportal/receive/DocPortal\\_document\\_00001294](http://digisrv-1.biblio.etc.tu-bs.de:8080/docportal/receive/DocPortal_document_00001294))

**Wienke, J., Oumeraci, H., 2005.** Breaking wave impact forces on a vertical and inclined slender pile - theoretical and large scale model investigations. Coastal Engineering (52), 435-462.

**Zdravkovich, M. M., 1977.** Review of flow interference effects between two circular cylinders in various arrangements, Journal of Fluids Engineering, ASME, 99, 618-633.

#### Authors

---

Dr.-Ing. Lisham Bonakdar

[l.bonakdar@tu-braunschweig.de](mailto:l.bonakdar@tu-braunschweig.de)

Prof. Dr.-Ing. Hocine Oumeraci

[h.oumeraci@tu-braunschweig.de](mailto:h.oumeraci@tu-braunschweig.de)

Leichtweiß-Institut für Wasserbau

Technische Universität Braunschweig

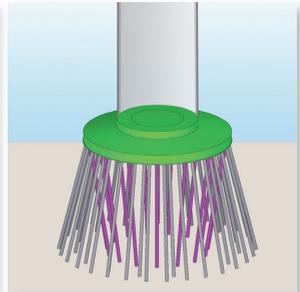
Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

[www.tu-braunschweig.de/lwi/hyku](http://www.tu-braunschweig.de/lwi/hyku)

Tel.: 0531 391-3938



# Die Planer für eine sichere Gründung



**Beratung**  
**Planung**  
**Konstruktion**  
**Qualitätskontrolle**  
**Projektsteuerung**

- Baugruben
- Baugrunderkundungen
- Bodenverbesserungen
- Geothermie
- Grundbau
- Integritätsmessung
- Pfahlgründungen
- Probelastungen
- Tragwerksplanungen
- Vermessung





# Der Hybridpfahl

## -Der gebohrte Frankipfahl-

.. pl.-Ing. Thomas Garbers, Ingenieurservice Grundbau GmbH, Deutschland

Dipl.-Ing. Torsten Hauser, Franki Grundbau GmbH & Co. KG, Deutschland

### 1 Einleitung

Aufgrund der gestiegenen Umweltauflagen wird die Ausführung von gerammten Pfahlssystemen in urbanen Gebieten immer schwieriger (Abb. 1). Aus diesem Grund wurden Überlegungen angestellt wie die Erschütterungen und Lärmemissionen reduziert werden können. Als Ergebnis wurde der Hybridpfahl entwickelt. Anhand der ausgeführten Versuche und Probelastungen wird das neue Pfahlssystem vorgestellt. Es wird ein Ausblick gegeben welche zusätzlichen Anwendungen sich aus der Kombination der zwei bewährten Pfahlssysteme ergeben.

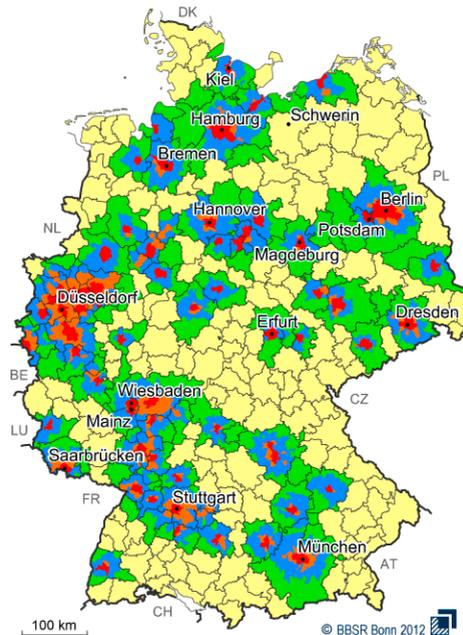


Abbildung 1: Gebiete mit eingeschränkter Herstellbarkeit von Rammpfählen

### 1.1 Umwelteinflüsse durch Ramppfahlherstellung

Bei der Herstellung von Ramppfählen werden zwei Faktoren als störend empfunden, der Lärm ausgehend von der Ramme und die Erschütterungen resultierend aus dem Eindringvorgang des Rammgutes. Die Lärmimmission geht vom Rammhären selbst, ggf. verstärkt durch das Rammgut und dem Motor des Rammgerätes aus (Abb. 2). Bei den Erschütterungen wird zwischen ungedämpften Oberflächenwellen, die direkt zwischen Quelle und Fundament verlaufen und den gedämpften Tiefenwellen, die im Untergrund entstehen und die dann gedämpft durch die anstehenden Bodenschichten auf die Fundamente treffen (Abb. 3), unterschieden.

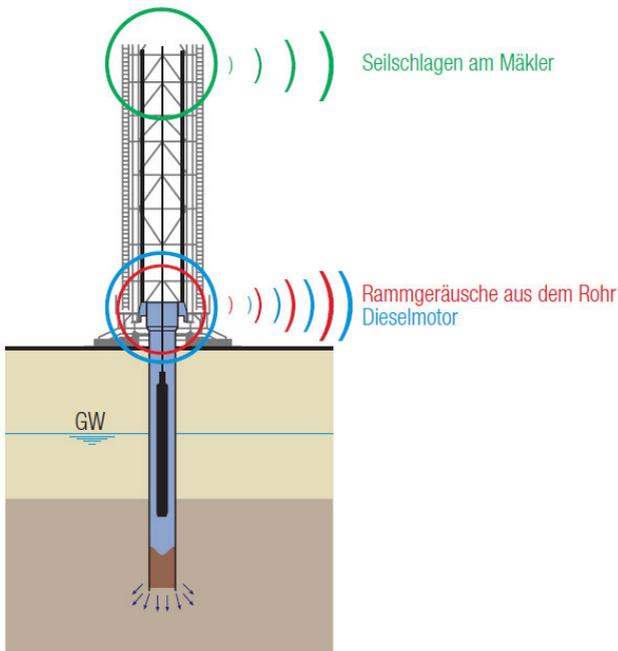


Abbildung 2: Schallimmission bei der Ramppfahlherstellung

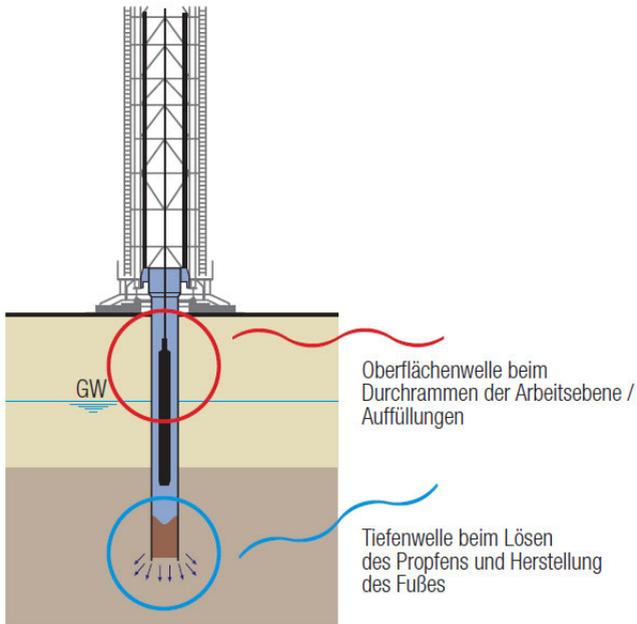


Abbildung 3: Erschütterungen bei der Rammpfahlherstellung

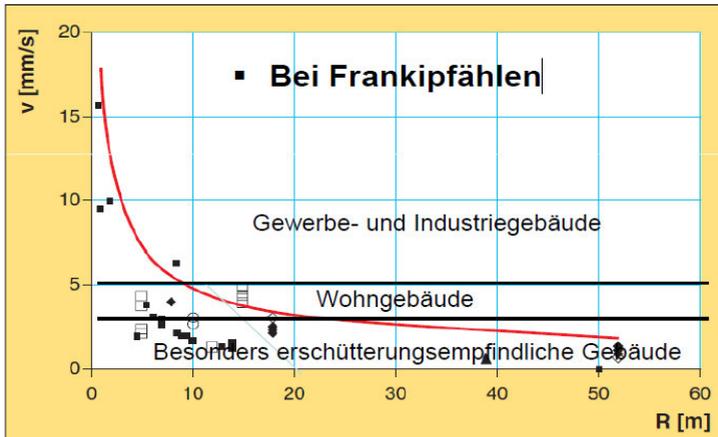


Abbildung 4: Erschütterungen bei der Rammpfahlherstellung

## **2 Der Hybridpfahl**

Der Hybridpfahl kann als vollverdrängendes System (Kombination Glattrohr / Franki) oder als teilverdrängendes System (TVB / Franki) je nach Baugrund und Anwendungserfordernis hergestellt werden. Beim Hybridpfahl werden die Vorteile eines gebohrten Pfahlsystems und dem Frankipfahl kombiniert. Das Vortreibrohr wird erschütterungsfrei bis auf die erforderliche Tiefe eingebohrt. Dann wird der Pfahlfuß mit den Bemessungskurven für Frankipfähle dimensioniert und der Fußbeton ausgerammt. Somit wird eine hohe Tragfähigkeit bei geringen Setzungen des Pfahles gewährleistet. Dadurch werden insbesondere die Erschütterungen aber auch die Lärmimmission reduziert.

### **2.1 Bohrfahl**

Bohrpfähle werden in Europa nach DIN EN 1536 hergestellt. Die Herstellung erfolgt im allgemeinen erschütterungsfrei. Nachteil dieses Pfahlsystems ist aber die Bodenförderung und die Herstellung unter Wasserauflast oder mit Suspensionsstützung sowie die Gefahr von Auflockerungen im Bereich des Pfahlschaftes und des Fußes. Seit Anfang der 1980er Jahre sind deshalb Teilverdrängungsbohrpfähle (TVB) auf dem Markt. Hier wird das Vortreibrohr wasserdicht verschlossen, das das Betonieren im Trockenen ermöglicht und auch die Bodenförderung stark reduziert. Hierdurch konnten die Wirtschaftlichkeit und auch die möglichen Pfahlwiderstände erheblich gesteigert werden. In Hamburger Sanden sind mit diesem Pfahlsystem z.B. charakteristische Einwirkungen bis  $N_k = 2400$  kN möglich. Um diese Tragfähigkeit zu erzielen, muss der Pfahl mit einer Einbindelänge von ca. 8 – 10 m hergestellt werden. Aufgrund der großen Einbindelänge und der hohen Pfahllasten, sind die Anforderungen an die Herstellung sehr hoch.

### **2.2 Frankipfahl NG**

Das ursprünglich von Edgard Frankignoul zum Patent angemeldete und weltweit ausgeführte Pfahlsystem beinhaltet die Herstellung des kompletten Pfahls mit gestampften, erdfeuchten Beton. Auch die Fußbemessung, wie sie in Deutschland seit Anfang der 1990er Jahren üblich ist, ist im übrigen Anwendungsgebiet für den Frankipfahl nicht bekannt. Um im Ausland den Unterschied der beiden Systeme zu verdeutlichen wird hier der Name Frankipfahl NG (New Generation) verwendet. Der Frankipfahl NG wird in Europa

nach DIN EN 12699 hergestellt. In Deutschland erfolgt die Bemessung der Pfahlfüße nach den Bildern 5.6 bis 5.11 der EA-Pfähle. Die Herstellung erfolgt erschütterungsarm, da die Einleitung der Rammenergie auf den Betonpfropfen am unteren Rohrende erfolgt. Trotzdem treten beim Durchrammen der Arbeitsebene und der Auffüllungen Erschütterungen auf (Oberflächenwellen) die störend empfunden werden. Auch beim Lösen des Betonpfropfens und der Ausbildung des Pfahlfußes treten Erschütterungen auf, die zwar durch die überlagernden Bodenschichten gedämpft werden, aber trotzdem zu Störungen in der Umgebung führen können. Aufgrund der Fußausrammung besitzt der Pfahl einen sehr großen Fußwiderstand, was hohe Tragfähigkeiten bei geringen Einbindelängen in den tragfähigen Baugrund ermöglicht. Es können charakteristische Einwirkungen bis  $N_k = 6000$  kN abgetragen werden.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Systeme

<b>TVB-Pfahl</b>	<b>Frankipfahl NG</b>
Keine Erschütterungen	Erschütterungen
Geringere Lärmimmission	Größere Lärmimmission
Große Einbindelängen im tragf. Boden	Geringe Einbindelängen im tragf. Boden
Mantelreibungspfahl	Spitzendruckpfahl
Keine Bodenverbesserung	Bodenverbesserung möglich
Bodenförderung	Keine Bodenförderung
Größere Abteufgeschwindigkeit	Geringere Abteufgeschwindigkeit

### 2.3 Historie

Bereits bis Anfang der 1990er Jahre wurden in Norddeutschland Teilverdrängungsbohrpfähle (TVB) mit ausgerammten Fuß hergestellt. Unter anderem wurden bei dem Bau des Pressehauses am Baumwall in Hamburg sowohl Franki- als auch TVB- und TVB-Pfähle mit ausgerammten Fuß hergestellt und statisch belastet (Abb. 5-7). Die damalige Gerätetechnik ermöglichte aber nur die Herstellung eines kleinen Pfahlfußes und somit eine geringe Tragfähigkeitserhöhung gegenüber dem TVB-Pfahl. Aufgrund der am Rohr angeschweißten Wendel konnte das Rohr nur wenig in den ausgerammten Fuß zurück gerammt werden (Abb. 8). Dadurch kam es zu Schwierigkeiten bei der Abdichtung der unteren Rohroffnung gegenüber dem anstehenden Grundwasser wäh-

rend des Einbauvorgangs des Bewehrungskorbes. Dies führte zu wiederholten Wassereinbrüchen in das Bohrrohr und erforderte die nochmalige Herstellung des Pfahls. Da dies unwirtschaftlich war, wurde die Ausführung dieses Pfahlsystems im Folgenden eingestellt.



Abbildung 5: Pressehaus am Baumwall, Hamburg (Ausführung 1987)

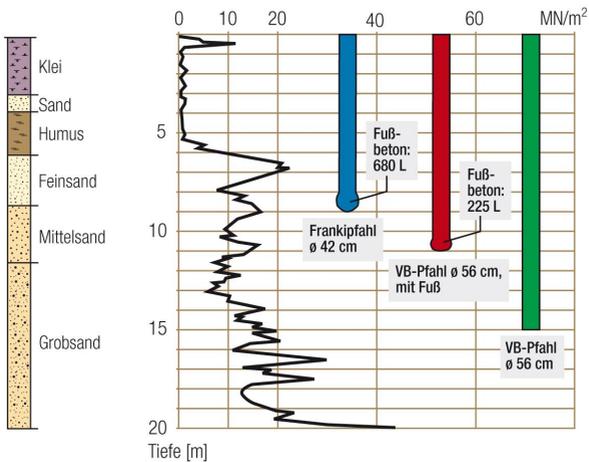


Abbildung 6: Baugrund, Pfahlsysteme und -längen

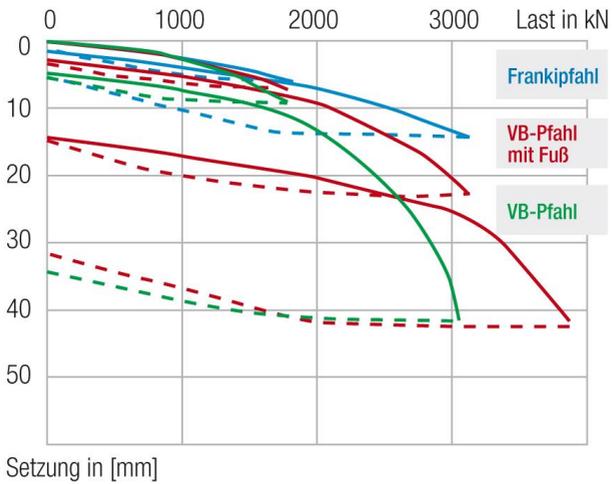


Abbildung 7: Gegenüberstellung der Ergebnisse der statischen Probelastungen

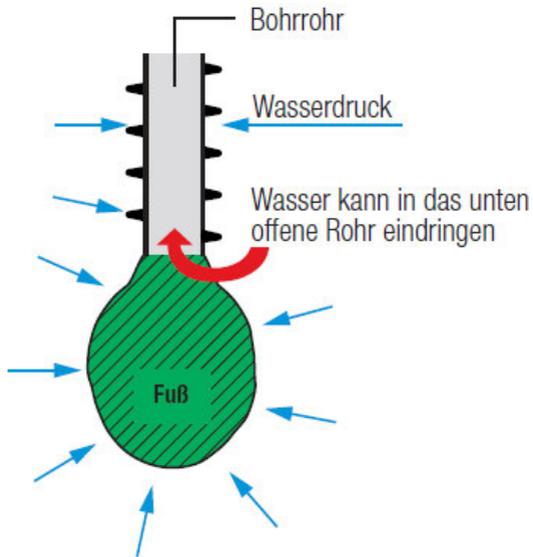


Abbildung 8: Pfahlfußherstellung mit TVB-Rohr

### **3 Der Neuanfang**

Seit der letzten Ausführung dieses Pfahlsystems sind somit über 20 Jahre ins Land gegangen. Aufgrund der Weiterentwicklung in der Maschinenteknik und den zunehmenden Einschränkungen bei der Herstellung von Rammpfählen wurde die Idee, gemäß dem Wertmaßstab „Wir von FRANKI verbinden Gutes aus der Vergangenheit und Gegenwart für eine bessere Zukunft“ wieder aufgegriffen. Es wurden erste Versuche auf Baustellen im Süden (Deggendorf) und Westen (Düsseldorf) durchgeführt. Bei den Versuchen wurde nicht nur die sichere Herstellung getestet, sondern auch Erschütterungs- und Lärmpegelmessungen sowie Probelastungen ausgeführt. Da die Versuche positiv verlaufen sind, wurde das Verfahren zum Patent angemeldet.

#### **3.1 Bohrwerkzeug**

Wie oben angesprochen, ist die Pfahlfußherstellung bzw. das Wiedereinrammen des Vortreibrohres in den ausgerammten Fußbeton ein besonders kritischer Punkt bei der Pfahlherstellung. Während des Abteufens des Vortreibrohres ist die Unterseite mit einer Fußplatte wasserdicht verschlossen. Diese wird durch das Ausrammen des Fußbetons nach unten verschoben. Nun übernimmt der im Rohr befindliche Fußbeton die Abdichtung. Da das Rohr vor dem Einbau des Bewehrungskorbes aber unten offen sein muss, ist eine Mindesteinbindetiefe der Rohrunterkante in den Fußbeton erforderlich. Nur so kann sichergestellt werden, dass kein Wasser sowie Boden in das Rohr eindringt und somit die Pfahlherstellung abgebrochen und neu begonnen werden muss. Aus diesem Grund war es erforderlich ein neues Bohrrohr zu entwickeln, da sich bei den bisherigen Ausführungen gezeigt hatte, dass hier ein Schwachpunkt liegt. Es wurden verschiedene Ansätze und Ideen zur Modifikation des Verfahrens und des Bohrrohres diskutiert. Letztendlich wurde die Variante mit dem Einsatz von zwei getrennten Rohren favorisiert und auf den o.g. Baustellen getestet. Eine spezielle Dichtung (Abb. 9) zwischen dem Bohrrohr und dem Rammrohr dichtet den Zwischenraum der beiden Rohre ab. Damit wird verhindert das Wasser, aber vor allen Boden eindringt und so das unabhängige Bewegten der Rohre sichergestellt.

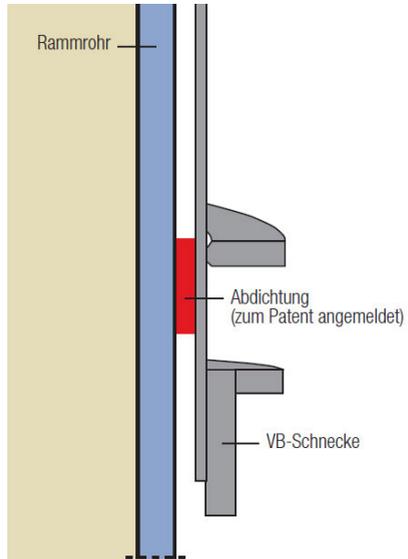


Abbildung 9: Detail Bohrröhr

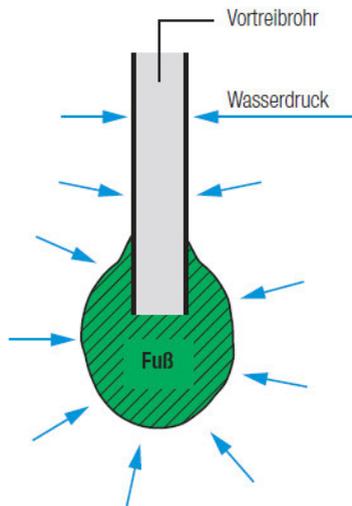


Abbildung 10: Detail Fußherstellung

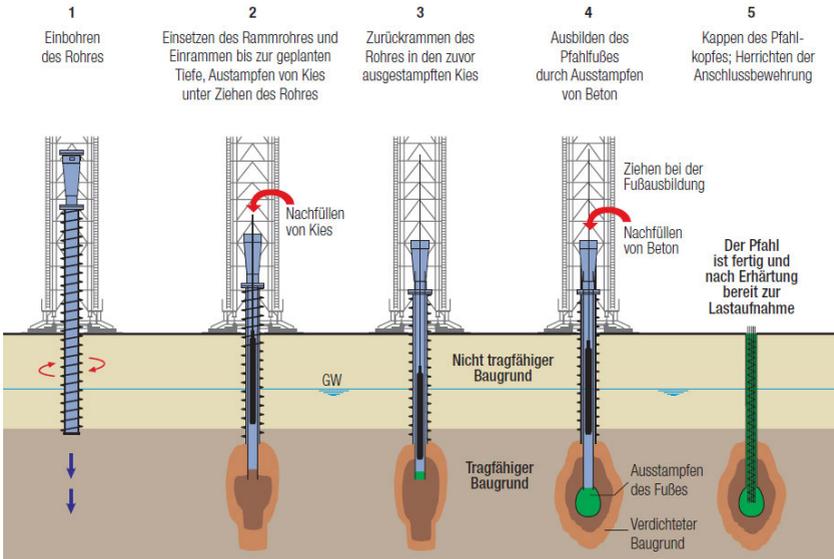


Abbildung 11: Herstellung Hybridpfahl mit Schneckenbohrer

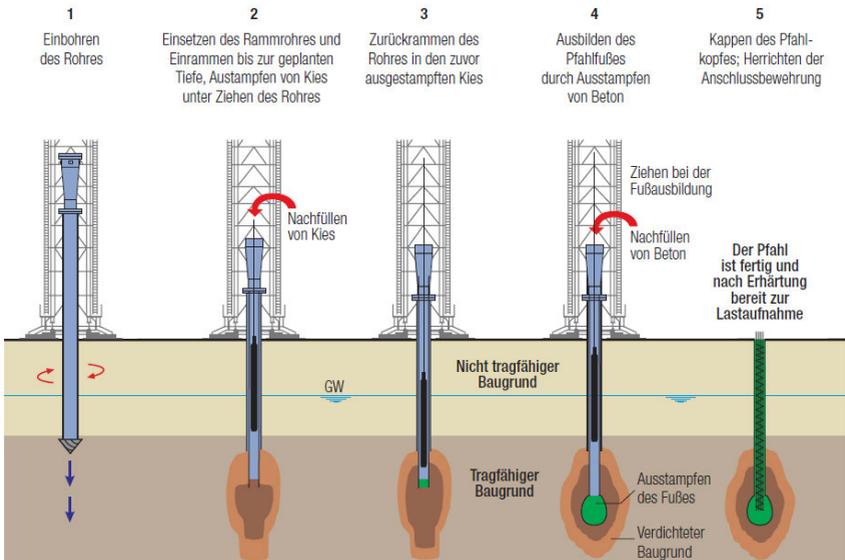


Abbildung 12: Herstellung Hybridpfahl mit glattem Bohrer

### 3.2 Herstellungsversuche

Die Pfahlherstellung bei den Versuchen in Deggendorf als auch in Düsseldorf erfolgten mit zwei Geräteeinheiten, da in der Testphase kein Gerät zur Verfügung stand mit der die drei unterschiedlichen Pfahlsysteme Frankipfahl, Teilverdrängungsbohrpfahl und Hybridpfahl hergestellt werden konnten. Die Testergebnisse waren sehr positiv, sodass mit dem Bau eines Bohrtisches und eines FRANKI Spezialgerätes begonnen wurde.

### 3.3 Erschütterungsmessungen

In Deggendorf wurden bei der Herstellung die Erschütterungen in verschiedenen Abständen und Höhenlagen gemessen (Abb. 13). Durch das bohrende Einbringen des TVB-Rohres traten die größten Erschütterungen beim Durchrammen der Auffüllungen nicht mehr auf (Abb. 15). Auch die Dauer der Erschütterungen konnte erheblich reduziert werden.

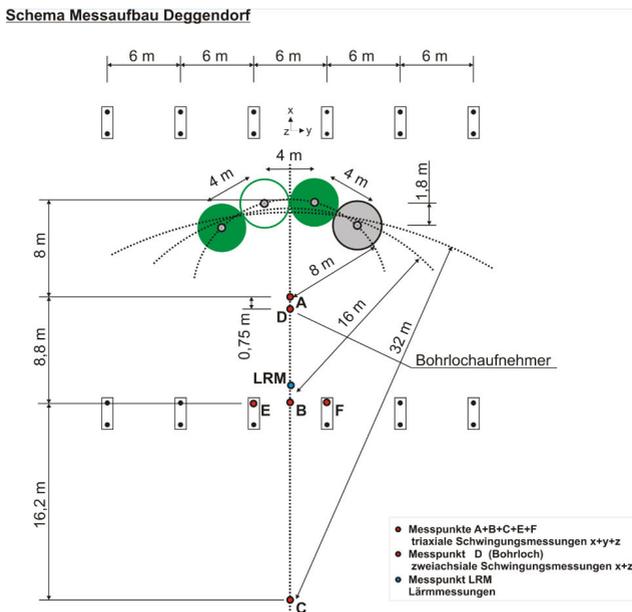


Abbildung 13: Lageplan Messaufnehmer, Deggendorf



Abbildung 14: Schallpegel- und Erschütterungsmessung, Deggendorf

Da auf der Baustelle die Fußherstellung mit einer geringeren Fallhöhe des Freifallbären ausgeführt wurde, ist die Darstellung in der Abb. 15 an dieser Stelle leider nicht vergleichbar. Die großen Erschütterungen beim Lösen des Betonpfropfens entfallen, da der Pfropfen erst eingebaut wird, wenn das Bohrrohr die geplante Tiefe erreicht hat. Im Folgenden treten die gleichen Erschütterungen wie bei der Herstellung eines Frankipfahls auf, da die weiteren Ausführungsschritte identisch sind.

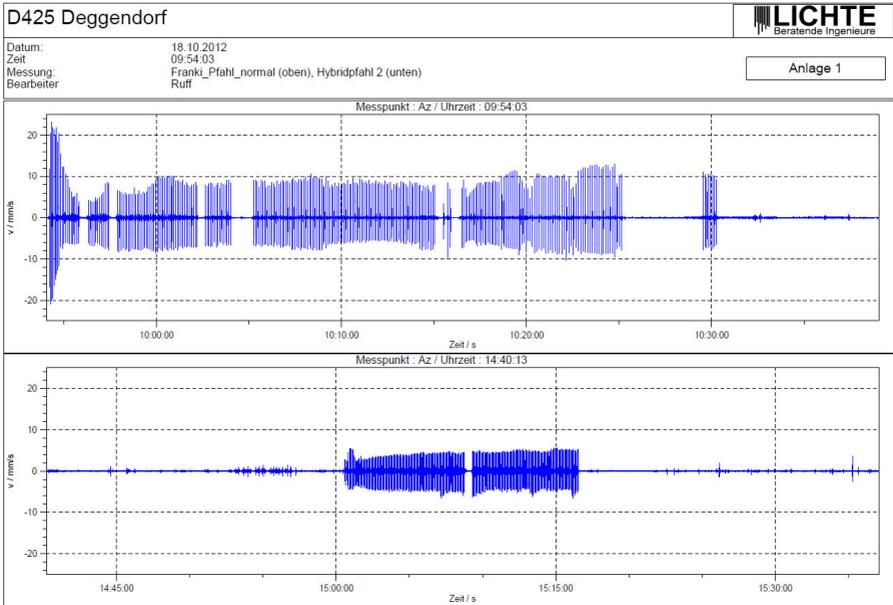


Abbildung 15: Erschütterungsmessungen, Deggendorf

### 3.4 Schallpegelmessungen

Auch bei den Schallpegelmessungen konnten erhebliche Reduzierungen registriert werden (Abb. 16). Die kann aber auch an den unterschiedlichen Geräten gelegen haben, da die Geräte aufgrund ihrer unterschiedlichen Konfiguration nicht vollständig vergleichbar sind. Gleichwohl ist zu erwarten, dass bei dem geplanten Geräteneubau die Schallimmission nicht nur durch die geänderte Pfahlherstellung erheblich reduziert werden kann.

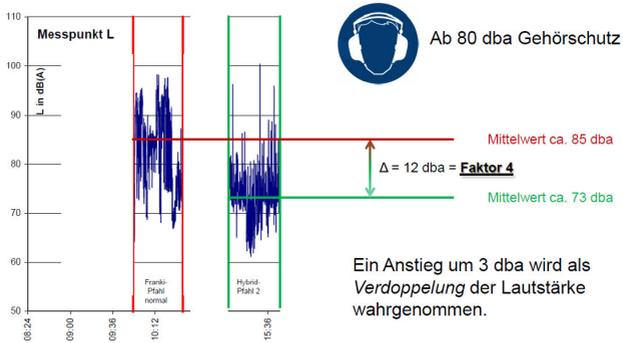


Abbildung 16: Schallpegelmessung, Deggendorf

### 3.5 Probelastungen

Da sich die Einsatzfähigkeit des Systems nicht nur nach der Beeinflussung der Umwelt misst, wurden auch die Tragfähigkeiten der unterschiedlichen Pfahlsysteme durch dynamische Probelastungen überprüft (Abb. 17).

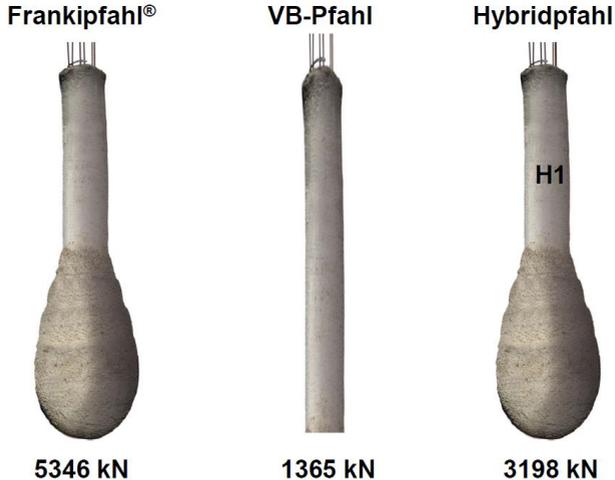


Abbildung 17: Ergebnisse Probelastungen, Deggendorf

#### 4 Ausblick

Wie die Versuche gezeigt haben, ist das „neue“ Pfahlsystem Hybridpfahl technisch sicher ausführbar und aufgrund der erzielten Tragfähigkeiten auch wirtschaftlich einsetzbar (Tab. 2). Aus diesem Grund wurde bereits ein neuer 400-kNm-Bohr Tisch (Abb. 18) entwickelt und gebaut, der es ermöglicht das Rohr in kurzer Zeit und mit möglichst geringer Bodenförderung auf Tiefe zu bringen. Um die Gerätekosten zu reduzieren wird derzeit ein FRANKI Spezialgerät entwickelt, das noch 2015 in Dienst gestellt werden soll. Somit steht ab 2016 ein neues hochtragfähiges Pfahlsystem zur Verfügung, das dann auch wieder in den Metropolen eingesetzt werden kann.

Tabelle 2: Möglichkeiten Hybridpfahl

<b>Hybridpfahl</b>	<b>Mögliche Chancen</b>
geringere Erschütterungen	Ausführung in erschütterungsempfindlicher Umgebung
geringere Lärmimmission	Ausführung in lärmempfindlicher Umgebung
kurze Einbindelängen im tragf. Boden	Reduzierung der Kosten
Steigerung der Pfahllasten	Reduzierung der Pfahlanzahl und Fundamentgrößen
Sehr gutes Widerstandsetzungsverhalten	Geringere Setzungsunterschiede
Bodenverbesserung mit Kiesvorverdichtung möglich	Einheitliche Absetztiefen, Vergleichmäßigung der Setzungen
Keine Bodenförderung	Arbeiten an kontaminierten Standorten, Keine Abfuhr des Bohrgutes
Schnellere Abteufgeschwindigkeit	Erhöhung der Wirtschaftlichkeit



Abbildung 18: Neuer 400-kNm-Bohrtisch

## Literatur

**Lichte, Beratende Ingenieure;** Messbericht Erschütterungsmessungen

**DMT Gründungstechnik GmbH;** Messberichte dynamische Probelastungen

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Garbers  
Ingenieurservice Grundbau GmbH  
Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal

[tgarbers@isg-seevetal.de](mailto:tgarbers@isg-seevetal.de)

[www.ingenieurservice-grundbau.de](http://www.ingenieurservice-grundbau.de)

Tel.: 04105-58057-0

Dipl.-Ing. Torsten Hauser  
Franki Grundbau GmbH & Co. KG  
Hittfelder Kirchweg 24-28, 21220 Seevetal

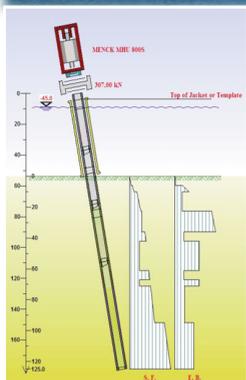
[thausen@franki.de](mailto:thausen@franki.de)

[www.franki.de](http://www.franki.de)

Tel.: 04105-869-0

## Offshore – Rammpfähle

Tragfähigkeitsnachweis nach EC7 - Dynamische Probelastung



Konzept · Rammpfahle · Durchführung · Beratung

GRLWEAP® · Pile Driving Analyzer® · CAPWAP®

## Onshore – Prüfungen von Pfählen aller Art

Ramm- u. Bohrpfähle · Stahl- u. Betonpfähle

duktiler Rammpfähle · Holzpfähle · Spundwandbohlen

## Integritätsprüfung von Pfählen

PIT - Hammerschlag · CHA - Ultraschall · TIP - Temperatur

## Erschütterungsüberwachung

DIN 4150 Teil 2 und 3 - empfindliche Anlagen

Sonderprobleme der Baudynamik

## Repräsentant von Pile Dynamics, Inc.



# **Dynamische Probelastung Offshore, Rammen, Festwachsen und Nachrammen - Auswirkung auf den Nachweis der axialen statischen Tragfähigkeit**

Oswald Klingmüller, Christian Mayer, Matthias Schallert  
GSP mbH, Mannheim, Deutschland

Frank Rausche  
Pile Dynamics Inc., Cleveland, OH, USA

## **1 Einleitung**

Es gehört zur Erfahrung der Spezialtiefbauer, dass durch die Herstellung von Pfählen, beim Ein-Rammen, Einrütteln oder Bohren, der Bodenaufbau gestört wird. Erst nach einer gewissen Zeit gewinnt der Boden seinen ursprünglichen Aufbau zurück und der Bodenwiderstand, Mantelreibung und Spitzendruck, erreicht seine endgültige Größe. Dieser Vorgang wird allgemein als „Festwachsen“ (oder auch „freeze“ oder „set up“) bezeichnet und wurde mehrfach beschrieben (u.a. bei RAUSCHE U.A. 2004, mit einer ausführlichen Literaturübersicht).

Das Einrütteln axial zu belastender Pfähle wird bislang vergleichsweise selten ausgeführt und ist wenig untersucht. Bei Bohrpfählen ist der Effekt eher gering und nicht bemessungsrelevant. Beide Problemstellungen werden deswegen hier nicht betrachtet.

Im folgenden Beitrag werden die ingenieurmäßigen Aspekte der Definition und Bestimmung eines Festwachsfaktors für mit Schlagrammung eingebrachte Pfähle und die Verwendung des Festwachsfaktors in der Pfahlbemessung bzw. in Standsicherheitsnachweisen erläutert. Die komplexen bodenmechanischen Vorgänge der Änderung des Korngerüsts mit der Zeit, des Stofftransports beim Abbau des Porenwasserüberdrucks und weitere Fragestellungen sind bislang wenig erforscht. Einige Hinweise hierzu finden sich in (RAUSCHE u.a. 2004).

Neben den theoretischen Grundlagen und den in der zitierten Literatur beschriebenen Fällen, werden die Erfahrungen der Autoren bei offshore Projekten anhand von Beispielen beschrieben.

## 2 Grundlagen

Obwohl der Sachverhalt Allgemeinwissen darstellt, gibt es keinen allgemein anerkannten Stand der Technik für den Umgang mit dem Phänomen des Festwachsens:

### 1. Definition

Den Standard für Standsicherheitsnachweise bilden die auf der Grundlage von statischen Probelastungen ermittelten Werte für die Pfahltragfähigkeit. Theoretisch müsste ein Festwachs faktor  $f_s$  also aus dem Vergleich einer statischen Probelastung direkt nach dem Einbringen des Pfahles und einer statischen Probelastung nach unendlich langer Standzeit bestimmt werden.

$f_s$  = statischer Langzeitwiderstand / statischer Rammwiderstand

$f_s$  = LTR (Long Term Resistance) / SRD (Static Resistance to Driving).

Die Bestimmung des Festwachs faktors durch statische Probelastungen ist praktisch unmöglich. Der Aufbau der statischen Probelastung dauert üblicherweise so lange, dass der Beruhigungsvorgang des Bodens schon fortgeschritten ist und damit Mantelreibung und Spitzendruck gegenüber dem Zustand direkt nach dem Einbringen schon verändert sind. Das Abwarten einer unendlich langen Standzeit ist auch unmöglich, da ja irgendwann ein Bauvorhaben abgeschlossen sein und das Bauwerk genutzt werden muss. Es ist insofern nur möglich, den Festwachs faktor durch geeignete Methoden näherungsweise zu ermitteln.

Aus Sicht der ingenieurmäßigen Näherung ist auch der Zeitpunkt „unendlich“ nicht relevant, sondern es ist eine Zeit zu betrachten, innerhalb der zu erwarten ist, dass die Bemessungslast auftritt. Auch diese Zeit kann vergleichsweise lang sein. Der Festwachs faktor ist dann üblicherweise aus einem Vergleich von Probelastungen mit kürzerer Zeitdifferenz zu extrapolieren und als Quotient  $f_s$  der Tragfähigkeit nach langer Standzeit, LTR, und der Tragfähigkeit zur Zeit am Ende der Rammung, SRD, anzugeben. Ein genauere Betrachtung ergibt sich bei Differenzierung der Widerstände an Pfahlmantel und -spitze (RAUSCHE ET AL., 2004). Derartige Extrapolationen werden unter Berücksichtigung der Informatio-

nen der Pfahlinstallation (z.B. Energie, Schlagzahlen aus Rammprotokollen) mit sinnvollen mathematischen und ingenieurmäßig pragmatischen Methoden durchgeführt.

Von BULLOCK, 2008 wurde festgestellt, dass die Widerstände zum Zeitpunkt „0“, also direkt beim Abschluss des Einrammens, sehr stark variieren. Er schlägt deswegen vor, sich zur Definition des Festwachs-faktors auf einen Referenzwert von 1 Tag zu beziehen.

Aus praktischen Gründen, weil i.A. und besonders Offshore, die Wartezeiten für ein Nachrammen kurz gehalten werden müssen, schlagen RAUSCHE U.A. 2004 vor, den Anfangswert dadurch zu stabilisieren, dass ein Zeitpunkt kurz nach dem Ende des Einrammens zur Bestimmung des Anfangspunktes gewählt wird. Und zur Vergleichbarkeit der Festwachs-faktoren wird vorgeschlagen, sich auf die Bestimmung des Widerstandes nach 24 h Wartezeit zu beziehen.

Zur Bestimmung des Festwachs-faktors für eine längere Zeit wurde von SKOV/DENVER 1988 ein linearer Zusammenhang zwischen dem Festwachs-faktor und dem dekadischen Logarithmus der Zeit aufgestellt (siehe z.B. Abb. 1 aus BULLOCK 2008), dabei ist der Faktor A das relative Festwachsen während einer zehnfachen Wartezeit (z.B. von der ersten bis 10ten Stunde oder vom ersten bis zehnten Tag).

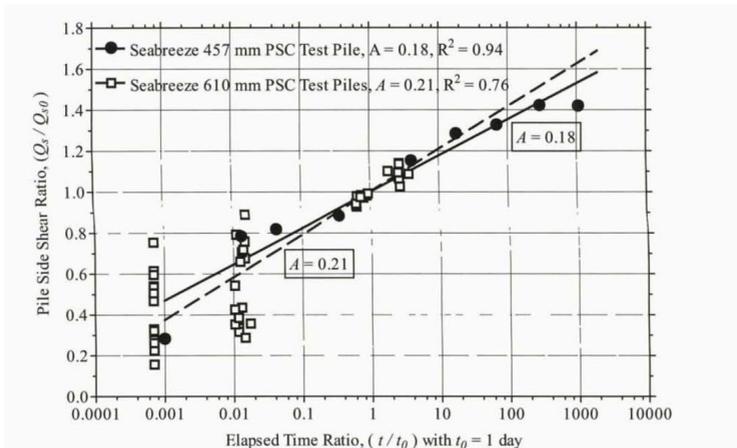


Abbildung 1: Festwachsen mit Bezug auf eine logarithmische Zeitachse (nach BULLOCK 2008)

## 2. Bestimmung

Da die Bestimmung eines Festwachsfaktors mit statischen Probelastungen nur eine theoretische Möglichkeit ist, wird dieser üblicherweise auf der Grundlage des Widerstandes aus dynamischen Pfahlprobelastungen bestimmt.

Durch die kontinuierliche Messung beim Einbringen des Pfahles und anschließender Auswertung eines Schlags am Ende der Rammung durch vollständige Modellbildung (z.B. CAPWAP<sup>®</sup>) ist der Widerstand zum Ende des Rammvorganges bekannt. Wenn die Messung nicht kontinuierlich als Monitoring ausgeführt wird, lässt sich nach kurzer Unterbrechung zur Montage der Sensoren der Bodenwiderstand zum Ende eines Rammvorganges bestimmen.

Eine dynamische Probelastung nach einer bestimmten Standzeit (Restrike Test) ergibt dann immer eine konservative Abschätzung des Festwachsfaktors.

Gelingt es beim Nachrammen des Pfahls den festgewachsenen Zustand zu überwinden, kann der Festwachsfaktor,  $f_s$ , auch als Verhältnis des Widerstandes zu Beginn des Nachrammens zum Widerstand beim Ende des Nachrammens bestimmt werden. Dafür ist allerdings ausreichend Nachrammstrecke erforderlich, um den Zustand am Ende der Rammung wieder zu erreichen.

Im vorliegenden Beitrag wird davon ausgegangen, dass der Widerstand zuverlässig zum Ende des Rammens als Referenzwert bestimmt und zu einem späteren Zeitpunkt eine Nachrammung durchgeführt werden konnte. Der Festwachsfaktor ist dann in konservativer Näherung das Verhältnis von Widerstand zum Beginn des Nachrammens zum Widerstand zum Ende des Einrammens.

## 3 Erfahrungswerte

Einen wesentlichen Einfluss auf die Größe des Anwachseffektes hat die Bodenart. Je nach Bodeneigenschaften werden die Lagerung und der Porenwasserdruck durch den Rammvorgang mehr oder weniger verändert.

Während beim Rammen der bindige Boden erheblich verändert wurde und ein Mehrfaches des Einrammwiderstandes nach längerer Standzeit erreicht wird, ist der Zuwachs im nichtbindigen Boden geringer (siehe auch BULLOCK 2008, RAUSCHE U.A. 2004).

Der grundsätzliche Unterschied ist in Abb. 2 links schematisch dargestellt. Während der Endzustand im nichtbindigen Boden (also z.B. dichtgelagertem Sand) sich schon nach kürzerer Zeit wieder einstellt, dauert dieser Prozess im bindigen Boden länger. Ausnahmen bestätigen hier wieder einmal die Regel, denn es wurden auch schon in sehr dichten Sandböden zunächst große Reibungsverluste und späteres Anwachsen beobachtet (SEIDEL UND KALINOWSKI, 2000). Von SKOV, R., UND DENVER, H. 1988 wurde aufgrund von vielen Messungen gezeigt, dass das Festwachsen im logarithmischen Zeitmaßstab durch eine Gerade darstellbar ist (Bild 2 rechts, siehe auch Bild 1).

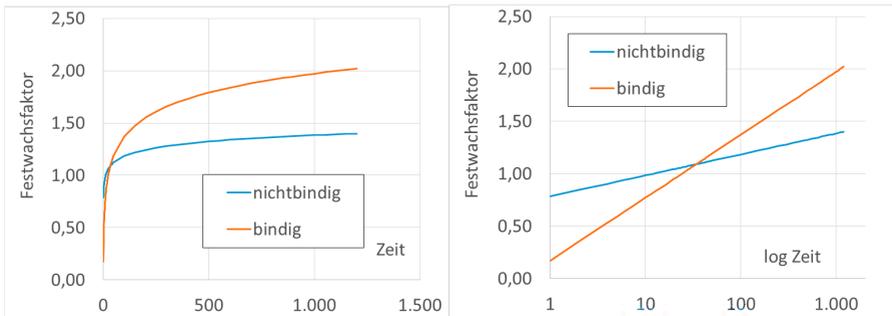


Abbildung 2: Entwicklung des Festwachs-faktors - Prinzip

Aus einer Serie von Probelastungen konnten von RAUSCHE U.A. 1996 Setup-Faktoren zusammengestellt werden. Die vorgeschlagenen Faktoren markieren den unteren Wertebereich des möglichen Festwach-sens und können insofern als konservativ bei der Voraussage der Rammbarkeit gelten. Wie auch bei anderen geotechnischen Fragestellungen war es in dieser Untersuchung nicht möglich, jeweils eindeutig nach den Böden klassifizierbare homogene Grundgesamtheiten zu bestimmen. Insbesondere für den Bereich tonig-schluffig hat die Streuung in der sehr begrenzten Datenbasis verhindert, dass hierfür ein allgemein gültiger Festwachs-faktor angegeben werden konnte.

Aufgrund der Variabilität der Bodeneigenschaften und vor allem, weil bei geschichteten Böden eine eindeutige Klassifizierung nicht möglich ist, sollten für wirtschaftlichere Bemessungen dynamische Probelastungen ausgeführt werden.

Der reduzierte Widerstand beim Einrammen wird meist ausgehend von den statischen Langzeitwerten aus boden-/pfahlbezogenen bekannten Tragfähigkeitswerten durch Division mit den Festwachs-faktoren bestimmt. Eine direkte Bestimmung des reduzierten Wider-

standes für offene Stahlrohrpfähle in dichtgelagertem Sand auf der Grundlage von Drucksondierungsergebnissen wurde von ALM/HAMRE 2001 (zitiert nach SCHNEIDER 2010) durch Kalibrierung an einer Vielzahl von dynamischen Probelastungen vorgeschlagen.

Tabelle 1: Vorgeschlagene Festwachsfasoren nach RAUSCHE u.a. 2004

Boden	Streuungsbereich		empfohlener Wert
	unterer Wert	oberer Wert	
Ton	1,2	5,5	2,0
Toniger Schluff, schluffiger Ton	1,0	2,0	1,0
Schluff	1,5	5,0	1,5
toniger Sand, sandiger Ton	1,0	6,0	1,5
schluffiger Sand, sandiger Schluff	1,2	2,0	1,2
feinkörniger Sand	1,2	2,0	1,2
Sand	0,8	2,0	1,0
sandiger Kies, kiesiger Sand	1,2	2,0	1,0

#### 4 Erfahrungen bei der Durchführung von Nachrammungen (Restrike-Tests)

##### 4.1 Arbeitsvorbereitung

Zum Nachweis möglichst hoher Pfahltragfähigkeiten wäre es sinnvoll, Probepfähle herzustellen, die Wartezeit für Restrike Tests an diesen Probepfählen möglichst lang zu wählen und die Ergebnisse im Pfahldesign der Bauwerkspfähle zu berücksichtigen. Jedoch werden nur in wenigen Fällen Probepfähle hergestellt, die für die Durchführung der Nachrammung ausreichend lange zugänglich gehalten werden können.

Bei der Prüfung von Bauwerkspfählen verlangen die Vorgaben des Planungs- und Installationsprozesses meist eine kurze bis sehr kurze Wartezeit (Abb. 3). Es liegt dann im Wesentlichen am zeitlichen Ablauf der Pfahlinstallation und an vertraglichen Aspekten zwischen Installationsunternehmen und Bauherr, wie viel Wartezeit zur Verfügung gestellt werden kann.

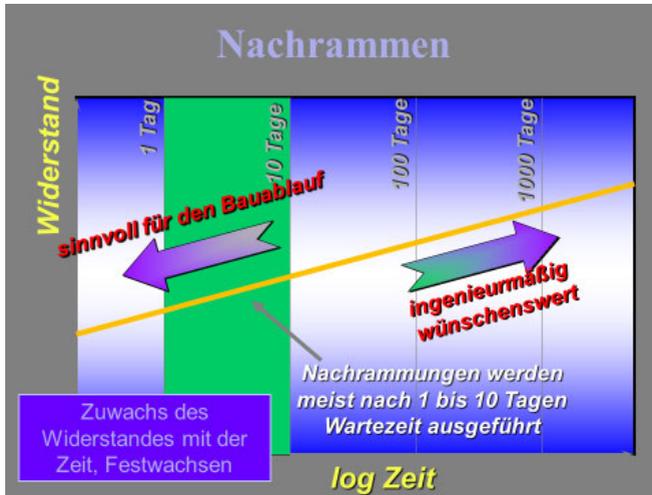


Abbildung 3: Wirtschaftliche oder sichere Wartezeit (Illustration nach Dr. Julian Seidel)

Werden keine Probepfähle hergestellt, so sollte zwingend bereits in der Arbeitsvorbereitung darauf geachtet werden, dass Pfähle auch nach einer gewissen Wartezeit für die Prüfung zugänglich bleiben. Dieser Zwang ergibt sich aus der Notwendigkeit der Bestimmung des Festwachsens vor allem dann, wenn der zu erwartende Widerstand am Ende der Rammung für die Nachweisführung nicht ausreichend groß ist. Die Erfahrung zeigt, dass dies kein seltener Fall ist.

Bei größeren Pfahlgruppen ist es in der Regel nicht möglich, innere Pfähle außerhalb der Reihenfolge zu prüfen.

Auch die Kosten für den Geräteinsatz müssen beachtet werden. In der Regel lohnen sich Nachrammungen, solange das Rammgerät auf der Baustelle verfügbar ist. Ein erneutes Anfahren einer Baustelle mit schwerem Rammgerät ist häufig so kostspielig, dass der Ansatz höherer Pfahllasten keinen wirtschaftlichen Vorteil bringt. Nicht nur die reinen Transportkosten sondern auch die Befahrbarkeit der Zugangswege sind zu beachten.

Dazu kommt, dass für die Durchführung von dynamischen Probelastungen Sensoren und Kabel am Pfahl derart montiert werden müssen, dass die Messungen auf jeden Fall erfolgreich abgeschlossen werden können. Hierfür muss Zeit und Zugänglichkeit gegeben sein. Für das Monitoring der Rammung können diese Tätigkeiten bei guter Planung im

Vorfeld, guter Kooperation mit den beteiligten Entscheidungsträgern und den praktisch erfahrenen Verantwortlichen i.d.R. ohne Verzögerungen der Installationsprozesse optimal in die Abläufe integriert werden, sodass dafür kein signifikanter Mehraufwand entsteht.

Um den Aufwand für die Durchführung von Restrike Tests auf das mögliche Minimum zu reduzieren, ist es erforderlich, die für die dynamische Probelastung Zuständigen frühzeitig in die Arbeitsvorbereitung einzubinden. Leider zeigt die Erfahrung, dass diese Zusammenhänge nicht erkannt werden und dadurch unnötig hohe Kosten entstehen. Da die geotechnische Problemstellung von den Beteiligten nicht richtig erkannt werden kann oder manchmal gar ignoriert wird, folgen dann Argumentationen, wie z.B. die dynamische Probelastung störe bei der Arbeit, verursache exorbitante Kosten und führe zu keinem verwertbaren Gewinn. Dies ist selbstverständlich nicht der Fall. Der gute Wille aller Beteiligten für eine erfolgreiche Durchführung der Messung, ist jedoch die wichtigste Grundvoraussetzung.



Abbildung 4: Zugänglichkeit des Pfahls für die Montage von Sensoren beim Nachrammen  
(links: vom schwankenden Boot, rechts: vom Mannkorb)

#### 4.2 Masse und Energie des Rammgeräts

Für das Einrammen der Pfähle wird der Effekt, dass der Widerstand durch den Rammvorgang verringert ist, dadurch genutzt, dass das Rammgerät ausgewählt wird, welches gerade in der Lage ist, den Pfahl auf Endtiefe einzurammen. Das heißt, das Rammgerät ist aus wirtschaftlichen Gründen für einen geringeren als den Widerstand im festgewachsenen Zustand ausgelegt. Nicht nur das Gewicht des Rammgeräts allein ist für die Kosten

bestimmend, sondern es sind auch die Kosten für Transport und das Heben und Bewegen des Rammgeräts zu berücksichtigen.

Beim Nachrammen kann es vorkommen, dass dieses, für das Einrammen genügende, Gerät nicht in der Lage ist, den tatsächlichen Widerstand zu aktivieren. Es wird dann oftmals das Ziel des Nachweises eines bestimmten Widerstandes nicht erreicht. Insbesondere wenn der Spitzendruck ein wesentliches Element der Lastabtragung darstellt, hat die Mantelreibung im festgewachsenen Zustand schon die eingebrachte dynamische Kraft aufgenommen und nur eine geringe Kraft bzw. Energie steht dafür zur Verfügung, den Spitzendruck zu aktivieren. Dieser aktivierte Spitzendruck ist dann kleiner als der tatsächlich mögliche.

Wenn es in solchen Fällen gelingt, den Pfahl zu bewegen und einen Rammfortschritt wie zum Ende des Einrammens zu erreichen, kann der Gesamtwiderstand näherungsweise durch die Überlagerung der hohen Mantelreibung zu Anfang des Nachrammens und des hohen Spitzendrucks zum Ende des Nachrammens bestimmt werden. Dieses Vorgehen kann auch gewählt werden, wenn bei aufeinanderfolgenden Schlägen die Mantelreibung in tieferen Bodenschichten immer stärker aktiviert werden kann. Diese Erfahrung und das vorgeschlagene Vorgehen wurden auch von LIANG u.a. 2014 für die Prüfung von Pfählen, die bei 190 m Wassertiefe 143 m in den Seeboden einbinden, beschrieben.

### **4.3 Hammerperformance**

Wenn das Rammgerät theoretisch in der Lage ist, den Pfahl-Boden-Widerstand des festgewachsenen Zustandes zu aktivieren, muss darauf geachtet werden, dass dies auch praktisch umgesetzt wird.

Insbesondere, wenn das Rammgerät zwischen dem Einrammen und dem Nachrammen längere Zeit nicht betrieben z.B. auf der Baustelle zwischengelagert wird, benötigt es i.d.R. mehrere Schläge, um die nominelle Leistung bzw. die für den Test notwendige Energie zu erreichen. Dieser Effekt ist für Hydraulikhämmer, die auf ein leistungsfähiges Hydraulikaggregat angewiesen sind, eher gegeben als für Dieselhämmer. Es hängt von der Erfahrung und vom Fingerspitzengefühl des Hammeroperators ab, ob es im gegebenen Fall sinnvoller ist, Einzelschläge durch manuelle Steuerung aufzubringen oder Schläge mit automatischer Schlagsequenz auszuführen.

Wenn die Nachrammung aber mit geringer Energie begonnen wird, so kann es sein, dass der für den Nachweis erforderliche Teil der Mantelreibung in diesen ersten Schlägen schon teilweise oder vollständig abgebaut wird, bevor das Rammgerät die erforderliche Energie zur Aktivierung des vollständigen Widerstandes des festgewachsenen Zustandes erreicht (siehe Beispiele in Abschnitt 5 und Darstellung bei LIANG u.a. 2014).

Oft spielen diesbezüglich auch vertragliche Regelungen mit wirtschaftlichen oder ökologischen Hintergründen, wie der Schutz spezieller Meeresfauna, eine Rolle, die im Widerspruch zur fachlich optimalen Performance stehen können.

#### **4.4 Erfassung des Rammfortschritts**

Für die Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastung als Restrike Test sollte die bleibende Setzung mit mm-Genauigkeit nach jedem Einzelschlag bestimmt werden können. Da, wie oben erwähnt, die Messungen als „störendes Element“ oft erst viel zu spät zwangsweise planerisch zu einem Zeitpunkt eine Rolle spielen, zu dem die Methoden der Erfassung des Rammfortschritts längst geplant, genehmigt und konstruktiv umgesetzt sind, kann dieser Forderung nur näherungsweise Rechnung getragen werden.

Während es bei Ausführung von Einzelschlägen an Land meist kein größeres Problem ist, die bleibende Setzung mit der verlangten Genauigkeit zu bestimmen, ist es für Pfähle für Anleger oder uferentfernte Ladebrücken schwierig und für Offshore-Pfähle eine größere Herausforderung. Dies ist vor allem gegeben, wenn sich die Pfahlköpfe beim Rammen unter Wasser befinden.

Wird die Eindringung summarisch für eine Anzahl von Einzelschlägen bestimmt (Hitze) oder die Anzahl der Schläge für eine vorgegebene Eindringung (25 cm oder 10 cm), so lässt sich hieraus die bleibende Setzung des Einzelschlages nur näherungsweise bestimmen. Dies ist für die Auswertung von Restrike Test i.d.R. zu ungenau bzw. gänzlich unbrauchbar. Spezielle Markierungen an Pfahl und Rammhaube in der erforderlichen Auflösung können bei gleichzeitiger Beobachtung mit geeigneten Mitteln („über Flucht peilende Kamera“ am ROV o.ä.) zu einer sinnvollen Verbesserung führen, siehe Beispiel in 5.1.

Von RAUSCHE u.a. 2004 wurde darauf hingewiesen, dass die Bestimmung des Rammwiderstandes je nach Vorgehensweise von der Schlagzahl pro Einheitseindringung oder

der Eindringung pro Schlag zu unterschiedlichen Ergebnissen führt. Dies ist bei Tragfähigkeitsnachweisen zu beachten.

#### **4.5 Anzahl der Rammschläge und Rammweg**

Theoretisch wäre es zur Bestimmung des Festwachs-faktors ausreichend, den ersten Rammschlag des Nachrammens zur Bestimmung des Widerstandes auszuwerten. Aufgrund der praktischen Probleme, die mit der Ausführung von Nachrammungen verbunden sind, ist es nach der Erfahrung der GSP immer sinnvoll, mehrere Rammschläge auszuführen.

Da nicht unbedingt damit gerechnet werden kann, dass der Pfahl beim Nachrammen so festgewachsen ist, dass er nicht mehr bewegt werden kann, ist ein gewisser Rammweg vorzuhalten. Dieser sollte nicht so groß sein, dass beim Nachrammen durch die tiefere Einbindung die geotechnische Situation verändert wird.

Gute Erfahrungen wurden mit Rammwegen von 5 cm bis 10 cm gemacht. Auch unter schwierigen Offshore-Bedingungen ist ein Absetzen des Pfahles bei 5 cm vor Endtiefe möglich gewesen.

Liegt kein Ergebnis vom Ende der Rammung vor, sollte die Nachrammstrecke größer gewählt werden (z.B. 25 cm bis 50 cm), damit während der Nachrammung der Anwachs-effekt aufgehoben und die realistische Abschätzung des Festwachs-faktors ermöglicht wird.

#### **4.6 Normative Aspekte**

Nach der aktuellen Fassung der Anwendungshinweise zum Standard „Konstruktion“ des BSH von 2012 bzw. den dort angesprochenen Vorgaben aus EA-Pfähle 2012, EC7 und DIN 1054-2012 sind dynamische Probelastungen für die Nachweisführung von hauptsächlich vertikal beanspruchten Offshore-Pfählen mit einer Mindestanzahl durchzuführen-der Messungen gefordert. Eine derartige Forderung für Restrike Test gibt es derzeit noch nicht. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass diese Messungen generell angewendet werden sollen, wenn die zeitliche Entwicklung der Tragfähigkeit im Nachweis berücksichtigt werden soll.

Wenige Projekte haben gezeigt, dass der Nutzen der Informationen aus den Tests während der Nachrammung von Projektbeteiligten erkannt und deshalb baubegleitend und

standortspezifisch sowohl der Prüf- (mehr Testpfähle) als auch der Auswertumfang (zusätzliche Auswertung von Einzelschlägen in verschiedenen Einbindetiefen, die Ausnutzung von unplanmäßigen Ramppausen für weitere Auswertungen zum Festwachsen) erhöht wurde. Dabei hat sich gezeigt, dass die so gewonnene Information über den standortspezifischen Festwachs faktor hilfreich für den Tragfähigkeitsnachweis nach EC7 ist.

Einige andere Projekte haben gezeigt, dass die möglichst genaue messtechnische Ermittlung des Festwach sens durch Nachrammungen sogar unabdingbar für die Nachweisführung ist, da die prognostizierten Tragfähigkeiten am Ende der Rammung nicht nachweisbar waren.

Aus diesen Gründen wird von den Autoren empfohlen, bei der jetzigen Praxis baubegleitender dynamischer Probelastungen an Gründungspfählen von Offshore-Strukturen zu bleiben und zusätzlich Nachrammungen explizit auch mit einer Mindestanzahl zu fordern.

Die zusätzliche Durchführung von Messungen an Probepfählen im Vorfeld kann wichtige Informationen liefern, die Einfluss auf Pfahldesign und Rammsystem des Projekts haben können.

## **5 Beispiele**

Die bisher beschriebenen Aspekte sollen anhand von einigen ausgewählten Beispielen, bei denen die Messungen von den Autoren dieses Beitrags durchgeführt und ausgewertet wurden, verdeutlicht werden.

Bei diesen Messungen wurden Sensoren, Kabel und Messgeräte (Pile Driving Analyzer®) der Fa. Pile Dynamics, Inc. USA eingesetzt. Abb. 5 zeigt links Sensoren für verschiedene Spezifikationen des Unterwassereinsatzes und das entsprechende Messkabel, rechts die Messgeräte, mit denen Daten von bis zu 8 Sensoren gleichzeitig, kabellos oder unter Verwendung von Messkabeln gesteuert werden können. Genauere Spezifikationen zur Messtechnik können z.B. SCHALLERT ET AL., 2011 entnommen werden.



Abbildung 5: Sensoren, Messkabel und Messgerät (Pile Driving Analyzer) zum Monitoring der Rammung und zur Durchführung von Restrike Tests - offshore und onshore

## 5.1 Erfolgreiche Restrike Tests

Dieses Beispiel zeigt einen Ausschnitt aus dem Monitoring der Rammung von Gründungspfählen von Offshore Windenergieanlagen zum Ende der Rammung und zu Beginn der Nachrammung im vorwiegend nichtbindigen (Abb. 6) und vorwiegend bindigen Boden (Abb. 7). Jeweils links sind die in den Pfahl eingetragene Energie (blau) und die Schlagzahlen je Einheitseindringung (rot) über die Tiefe dargestellt. Rechts ist der entsprechende nach der CASE-Methode berechnete Tragfähigkeitsverlauf für einen für das Beispiel willkürlich gewählten Dämpfungsfaktor gezeigt.

In beiden Fällen war es möglich, zu Beginn der Nachrammung durch Einzelschläge höherer Energie und im weiteren Verlauf näherungsweise die Energie im Vergleich zum Ende der Rammung aufzubringen.

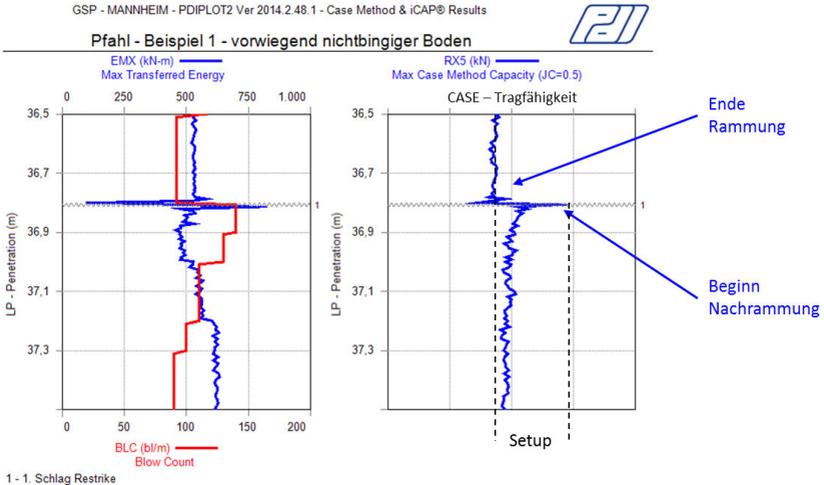


Abbildung 6: Energie, Schlagzahlen (Blowcount) und Widerstand im vorwiegend nichtbindigen Boden am Ende der Rammung und zu Beginn und Ende der Nachrammung

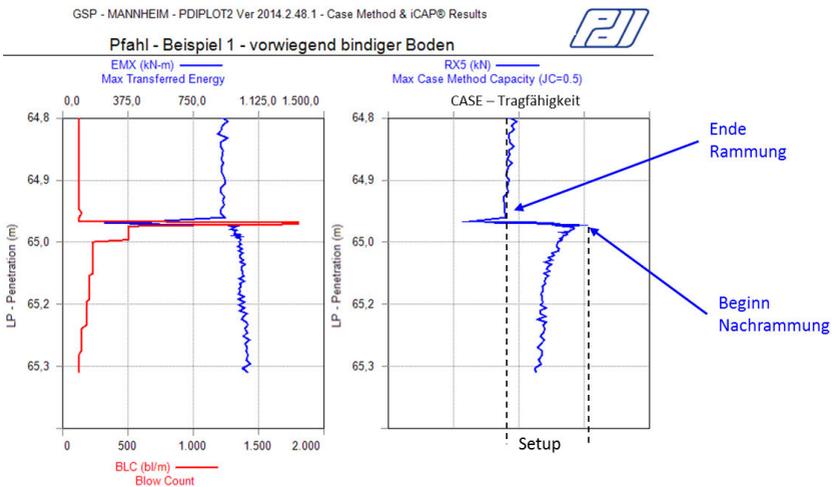


Abbildung 7: Energie, EMX, Schlagzahlen (BLC) und Widerstand (RX5) im vorwiegend bindigen Boden am Ende der Rammung und zu Beginn und Ende der Nachrammung

Die Rammstrecke beim Restrike Test betrug in beiden Fällen mehr als 30 cm, wodurch die Tragfähigkeit der Pfähle durch vollständige Modellbildung für die 3 Zustände

- Ende der Rammung (eod - end of driving)
- Beginn der Nachrammung (bor - begin of redrive) und
- Ende der Nachrammung (eor - end of redrive)

zuverlässig bestimmt und die Festwachsfasoren ermittelt werden konnten.

Die Verschiebung bei den ersten Rammschlägen konnte ausreichend genau mit Hilfe einer Unterwasserkamera und Markierungen am Pfahl beobachtet werden (Abb. 8, links).

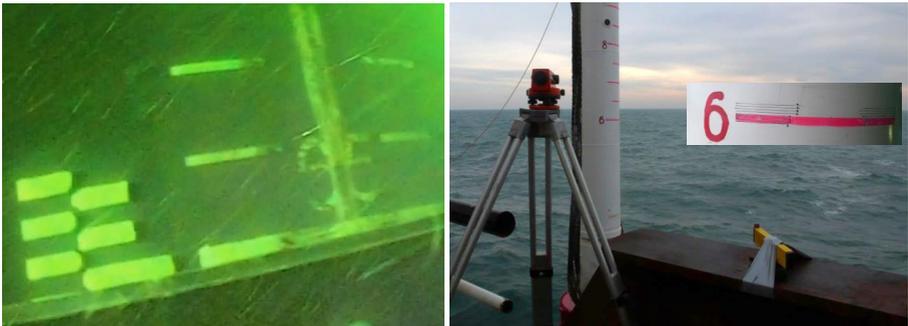


Abbildung 8: Markierungen am Pfahl zur möglichst genauen Erfassung des Rammfortschritts beim Restrike Test

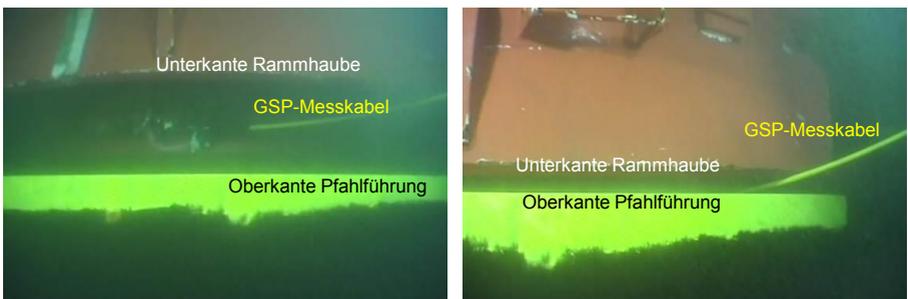


Abbildung 9: Beginn (links) und Ende (rechts) eines erfolgreichen Restrike Tests

Abb. 9 zeigt derartige Aufnahmen von einem Restrike Test, der mit ausreichend Vorlauf mit allen Projektbeteiligten geplant und hinsichtlich Sensorpositionen am Pfahl, Kabelführung am Pfahl und zur Monitoring-Station optimal durchgeführt werden konnte. Am Ende der Nachrammung bei planmäßiger Einbindetiefe betrug der Abstand zwischen Oberkante

Pfahlführung und Unterkante Rammhaube gerade eine Daumenbreite, die für die Durchführung des Messkabels hinreichend groß war.

Für das in Abb. 7 gezeigte Beispiel der Rammung offener Stahlrohrpfähle im vorwiegend nichtbindigen Boden wurden Festwachsfaktoren von bis zu ca. 1,5 ermittelt, siehe Abb. 10 und KIRSCH ET AL. (2012).

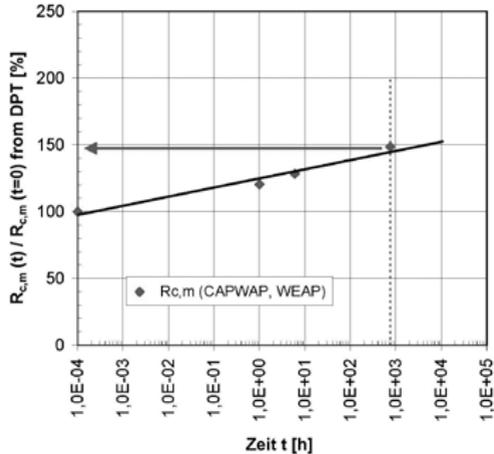


Abbildung 10: Festwachsfaktoren aus KIRSCH ET AL. (2012).

## 5.2 Restrike Test - schwache Hammerperformance

Anhand dieses Beispiels ist zu erkennen, dass es nicht gelang, zu Beginn der späten Nachrammung die erforderlich hohe Energie aufzubringen, um die Widerstände vollständig zu mobilisieren. Die eingetragene Energie im Pfahl steigt langsam von einem niedrigen Wert auf annähernd den Wert an, der am Ende der Ein-Rammung vorhanden war. Bis dahin wurden 7-8 Schläge aufgebracht und eine Strecke von ca. 3-5 mm gerammt.

Der Verlauf des Pfahlwiderstandes von Schlag zu Schlag zeigt einen Anstieg mindestens bis zu dem Schlag, ab dem die Energie konstant bleibt. Nach weiteren 10mm Rammfortschritt ist der Festwacheffekt aufgehoben, der Pfahlwiderstand nimmt ab.

Zur Bestimmung eines konservativen, auf der sicheren Seite liegenden, Festwachsfaktors wird ein Schlag mit repräsentativ hoher Energie durch vollständige Modellbildung ausge-

wertet, also im Beispiel Pfahl 2 (untere Grafik) ein Schlag zwischen 8 und 10, für Pfahl 1 (obere Grafik) ein späterer Schlag, da der Widerstand auch nach Schlag 10 zunächst weiter ansteigt.

Der reale Festwachs faktor lässt für beide Pfähle aus den Messungen nicht eindeutig bestimmen. Es sind weitergehende Untersuchungen erforderlich.

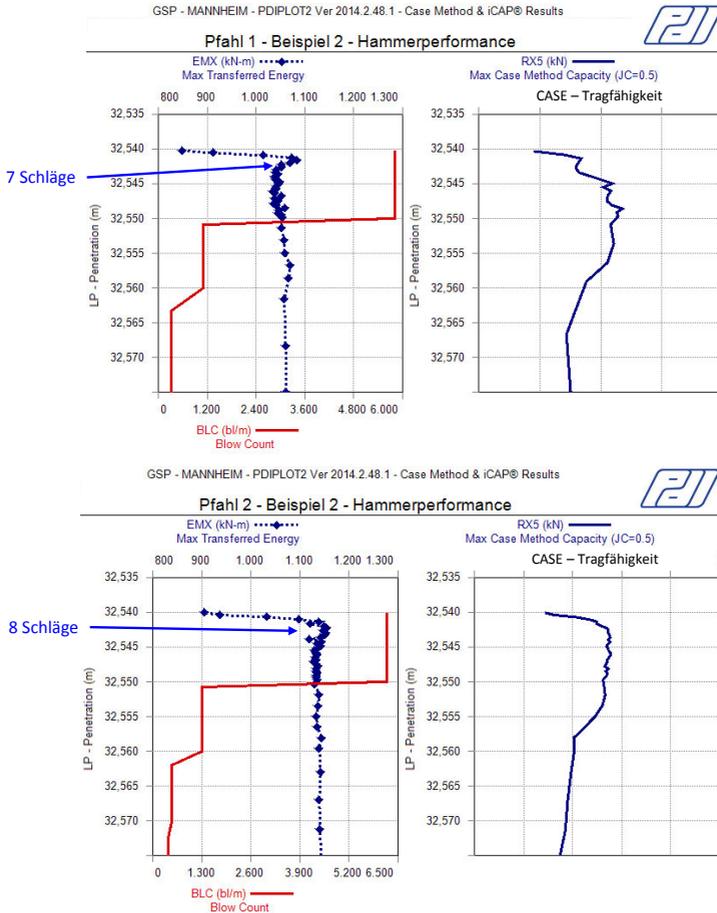


Abbildung 11: Entwicklung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der eingeleiteten Energie zu Beginn eines Restrike Tests

Dazu kann z.B. die Auswertung mehrerer Einzelschläge gehören und die Methode der Superposition der Widerstände verschiedener Schläge, wie in Abschnitt 4.2 beschrieben, kann auf geotechnische Verträglichkeit geprüft werden.

Die genaue Analyse der Rammdaten, vorausgesetzt der Rammfortschritt konnte ausreichend genau in mm/Schlag ermittelt werden, kann oft schon zu einer deutlich genaueren Aussage des realen Festwachsfaktors für derartige Fälle führen. Dabei wird der Teil der Nachrammung betrachtet, der sich unmittelbar an den Teil mit nicht ausreichender Hammerperformance anschließt. Wird die Schlagzahl über der Eindringung des Pfahls aufgetragen, kann aus diesen Daten ohne tiefgreifende geotechnische Analyse mit einfachen mathematischen Approximationen die Schlagzahl je Einheitseindringung zu Beginn des Restrikes extrapoliert und eine Tragfähigkeit ermittelt werden, die der Ermittlung des realen Festwachsfaktors deutlich näher kommt.

### **5.3 Ungenutzte Rammpause**

Bei einer Umspannplattform, gegründet auf einer Jacket-Struktur, war keine Nachrammung vorgesehen. Die dynamischen Probelastungen wurden auch erst kurzfristig wenige Tage vor dem Offshore-Einsatz geplant und beauftragt. Es bestand keine Möglichkeit, die Prozesse im Sinn einer optimalen Messung für den Tragfähigkeitsnachweis zu beeinflussen.

Die Auswertungen vom Ende der Rammung ergaben jedoch geringe Widerstände, die nicht zu einer erfolgreichen Nachweisführung ausreichten.

Bei einem Pfahl gab es eine wetterbedingte einwöchige Rammpause, die die Möglichkeit eines Restrike Tests gegeben hätte. Die ersten Schläge der Nachrammung wurden als Einzelschläge mit sehr geringer Energie zum Vertreiben der Schweinswale ausgeführt. Die folgenden Schläge konnten aus betrieblichen Gründen nur ohne Sensoren am Pfahl ebenfalls mit geringer Energie, die nur langsam gesteigert wurde, aufgebracht werden. Erst dann, nach einer Rammstrecke von knapp 2 m, erfolgte die Pfahlinstrumentierung und die restliche Rammstrecke konnte messtechnisch erfolgreich begleitet werden. Während der Nachrammung dieser ersten ca. 2 m wurde der mobilisierbare und für den Nachweis wichtige Zuwachs der Mantelreibung weitgehend abgebaut, ohne messtechnisch erfasst werden zu können.

Abb. 12 zeigt für diesen Pfahl die vom Rammsystem aufgezeichneten Schläge je 25 cm Eindringung bis zur Rammunterbrechung in grün. In blauer Farbe sind die entsprechenden Werte der Nachrammung aufgetragen.

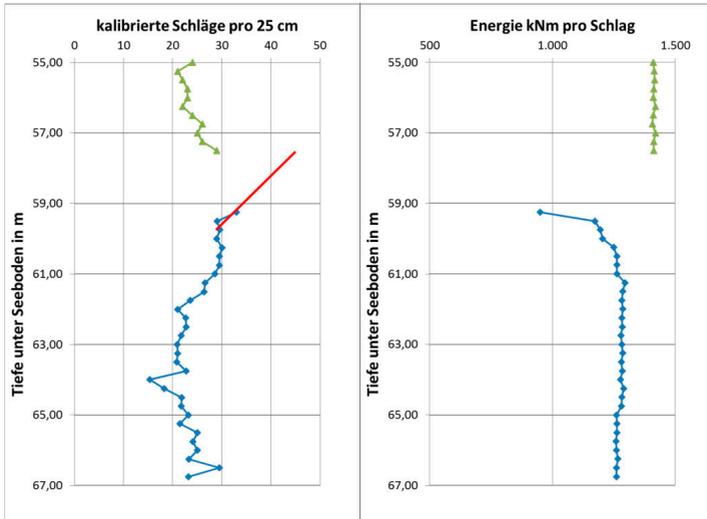


Abbildung 12: Rammprotokoll vor (grün) und nach (blau) einer Rammpause, Extrapolation fehlender Rammdaten zu Beginn der Nachrammung

Die Aufgabe für die Nachweisführung bestand nun darin, aus den Ramm- und Messdaten der Nachrammung einen Festwachs faktor abzuschätzen. Die Schläge pro 25 cm wurden mit Bezug auf die Energie zum Ende des Einrammens skaliert, so dass sie vergleichbar sind. Durch einen ingenieurmäßig pragmatischen Ansatz wurde der Rammverlauf zu Beginn der Nachrammung rekonstruiert (rote Linie in Bild 12 rechts).

Mit der Bestimmung der Schlagzahl zum Beginn des Nachrammens und damit der Setzung pro Schlag konnte über eine Wellengleichungsberechnung (GRLWEAP<sup>®</sup>) der Widerstand nach der Wartezeit von 1 Woche und so ein pfahl- und standortspezifischer Festwachs faktor bestimmt werden, der die Nachweisführung näherungsweise ermöglichte.

#### 5.4 Restrike Tests - ungeplant

Im diesem Beispiel wurden die Unterwasserrammung von Gründungspfählen an einer Vielzahl von Standorten von Offshore Windenergieanlagen messtechnisch begleitet und planmäßig nach kurzer Standzeit Restrike Tests durchgeführt. Nachrammungen nach längerer Standzeit wurden bauseits versucht zu vermeiden und deshalb gar nicht erst in die Planung einbezogen und waren daher auch nicht Bestandteil des bauseits vorgegebenen Pfahlprüfungskonzepts. Die druckwasserdichten Sensoren und Kabel waren daher nicht mit druckwasserdichten Steckverbindungen auf Seite der Monitoring-Station entsprechend bauseitig fehlender Spezifikation ausgestattet worden. Da es zunächst auch kein Konzept zur Bergung der Kabel vom Pfahl nach der Pfahlinstallation gab, wurden diese zu Beginn willkürlich im freien Fall dem Wasser und Meeresboden anvertraut.

Im weiteren Projektverlauf ergab sich dann aber doch die behördliche Vorgabe der Messungen nach längerer Standzeit mit der Folge, dass Steckverbindungen manuell für eine am Ende der Messung unbekannte Dauer druckwasserdicht versorgt und die am Meeresboden unkontrolliert gelagerten Kabel anfangs mit größerem Zeitaufwand geborgen werden mussten.



Abbildung 13: Bergung Messkabel für Restrike Tests

Am Projektende waren an mehr als 10 Standorten Restrike Tests nach Standzeiten von bis zu 100 Tagen erfolgreich durchgeführt worden.

## 6 Zusammenfassung

Die Ausführungen in diesem Beitrag zeigen, dass die Bestimmung von standortspezifischen Festwachsfaktoren für Standorte von Offshore-Strukturen durch dynamische Pfahlprobelastungen zuverlässig, wenn auch konservativ mit guter Näherung an das reale Anwachsen, ermittelt werden können. Die Voraussetzungen dafür sind:

- Frühzeitige Berücksichtigung der Messungen und der damit verbundenen Belange in der Planung,
- Für den Restrikt Test erforderliche Hammergröße und -performance,
- Genaue Erfassung des Rammfortschritts (mm-Genauigkeit) während der Nachrammung und zuverlässige Rammprotokolle vom Ende der Rammung (Anzahl der Schläge je 25 cm Rammfortschritt),
- Möglichkeit der Aufbringung mehrerer Schläge beim Nachrammen für eine abgestimmte Nachrammstrecke.

Die aus den Messungen, Auswertungen und Interpretationen gewonnenen Informationen sind in vielen Fällen für den Tragfähigkeitsnachweis der Gründungpfähle nach EC7 unabdingbar, da die direkt nach Ende Rammung bestimmbaren Tragfähigkeiten dafür oft unzureichend sind.

## Literatur

**BSH - Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie;** Standard Konstruktive Ausführung von Offshore Windenergieanlagen, Juni 2007.

**BSH - Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie;** Anwendungshinweise für den Standard Konstruktive Ausführung von Offshore Windenergieanlagen, Januar 2011, Überarbeitung 2012.

**Bullock, P.J.;** The Easy Button for Driven Pile Setup: Dynamic Testing. *From Research to Practice in Geotechnical Engineering, Geotechnical Publication No.180, Laier, J. E., Crapps, D. K., and Hussein, M. H., February 2008, Eds, American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia; 471-488.*

**DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.** (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle) 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

**DIN 1054:2010-12** Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.

**DIN EN 1997-1:2009-09** – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, September 2009.

**DIN EN 1997-1/NA:2010-12:** Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Allgemeine Regeln.

**Kirsch, F., von Barga, M.;** Offshore Windpark Nordsee Ost – Sichere Gründung bei Wind und Welle, 32. Baugrundtagung, 26.-29.09.2012 in Mainz, S. 21--25.

**Liang, L., Webster, S., Yuan, R., Tian, H., Han, Y., Wang, C., Yu, L.;** Prediction of Long Term Capacity using Dynamic Testing for Underwater Skirt Pile Foundation. *Proceedings of the Twenty-fourth (2014) International Ocean and Polar Engineering Conference: June 2014. Busan, Korea; 660-667.*

**Rausche, F., Thendean, G., Abou-Matar, H., Likins, G., and Goble, G.;** Determination of pile driveability and capacity from penetration tests, *FHWA Contract No. DTFH61-91-C-00047, Federal Highway Administration, 1996, McLean Virginia, USA.*

**Rausche, F., Robinson, B., Likins, G. E.;** On the Prediction of Long Term Pile Capacity From End-of-Driving Information. *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication No. 125, DiMaggio, J. A., and Hussein, M. H., Eds, August 2004. American Society of Civil Engineers: Reston, VA; 77-95.*

**Schallert, M., Klingmüller, O., Riecke, R. Galal, G.;** Erfolgreicher Einsatz kabelloser Messtechnik bei der dynamischen Pfahlprüfung von Gründungspfählen von Offshore - Bauwerken, *Pfahl-Symposium 2011, 17.-18.02.2011 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94.*

**Schneider, J.A., Harmon, I.A.;** Analyzing Drivability of Open Ended Piles in Very Dense Sands, *DFI Journal, Vol.4, No.1, August 2010, pp. 32-44.*

**Seidel, J.P. and Kalinowski, M. (2000);** Pile set-up in sands. 6th Intl. Conf. on Application of Stress-wave Theory to Piles. Sao Paulo, Brazil, Sept., 2000.

**Skov, R., Denver, H.;** "Time-Dependence of Bearing Capacity of Piles," *Proceedings 3<sup>rd</sup> International Conference on Application of Stress-Waves to Piles, (1988), pp. 879-888.*

#### Autoren

---

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller  
Dipl.-Ing. Christian Mayer  
Dr.-Ing. Matthias Schallert  
GSP - Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen  
und dynamische Prüfmethoden mbH, Mannheim  
Steubenstraße 46, 68163 Mannheim, Deutschland

P.E., Ph.D. Frank Rausche  
Pile Dynamics, Inc.  
30725 Aurora Road, Cleveland, OH 44139, USA

ok@gsp-mannheim.de  
cm@gsp-mannheim.de  
ms@gsp-mannheim.de

www.gsp-mannheim.de  
Tel.: 0621 33 13 61

frausche@pile.com  
www.pile.com  
Tel. 001 216 831 6131

# Pile Driving Analyzer®

## Zuverlässig! Immer!

**PDA Modell 8G.  
Die Zukunft hat begonnen.**



Das beste Gerät für Dynamische Prüfungen aller Pfahlarten. Jetzt noch leistungsfähiger und einfacher zu bedienen.

Zum Arbeiten auf der Baustelle oder mit direkter Verbindung zum Büro über **Site Link**.

Ermittlung der Pfahlwiderstände in Echt-Zeit mit der Case-Formel oder mit dem iCAP® Modell

Oder vollständige Modellbildung mit CAPWAP® für Tragfähigkeitsnachweise nach EC7



Pile Dynamics, Inc.

info@gsp-mannheim.de +49 621 33 13 61 www.gsp-mannheim.de  
sales@pile.com +1 216-831-6131 www.pile.com/pda



# Messwerterfassung ohne thermische und spanende Eingriffe in die Struktur gerammter Offshore-Pfähle

Hauke Sychla<sup>1</sup>, Philipp Stein<sup>1</sup>, Gregor Wisner<sup>2</sup>, Christian Kuhn<sup>1</sup>  
Jörg Gattermann<sup>1</sup>, Jan Degenhardt<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig

<sup>2</sup>Institut für Füge- und Schweißtechnik, Technische Universität Braunschweig

<sup>3</sup>E.ON Climate & Renewables GmbH, Hamburg

## 1 Einleitung

Für den Nachweis der Standsicherheit durch Probelastungen oder aus wissenschaftlichen Fragestellungen heraus ist es häufig notwendig, die einzubringenden Gründungspfähle von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) mit Sensoren zu bestücken. Dies kann noch vollständig im Werk bzw. im Hafen oder im Fall von dynamischen Probelastungen theoretisch auch vor Ort am bereits gerammten Pfahl erfolgen. Hierfür musste bisher in die Struktur der Pfähle mit thermischen (Schweißen) oder spanenden (Bohren) Verfahren eingegriffen werden.

Bei der Durchführung von dynamischen Probelastungen oder rambbegleitenden Messungen werden in der Regel Schraubverbindungen für die Anbringung der Dehnungs- und Beschleunigungssensoren (ggf. Schraubverbindungen auf aufgeschweißten Trägerblechen) bzw. Schraub- und/oder Schweißverbindungen zur Kabelführung und etwaiger Zugentlastungen der Kabel genutzt. Bei einer Instrumentierung im unteren Teil des Pfahls muss die Messtechnik zusätzlich vor Beschädigungen durch die Eindringung in den Meeresboden geschützt werden. Dies geschieht durch Aufschweißen von Stahlprofilen über mindestens die Einbindelänge des Pfahls.

Derartige thermische oder spanende Verfahren stellen nicht unerhebliche Eingriffe in die Pfahlstruktur dar, die hinsichtlich der angestrebten Dauerhaftigkeit über mehrere Jahrzehnte und der damit verbundenen Zertifizierungen nicht unberücksichtigt bleiben können. Demzufolge ist es notwendig, solche Maßnahmen bereits frühzeitig in den Planungsprozess zu integrieren und diese bereits bei dem Design der einzelnen Gründungspfähle zu berücksichtigen.

Die Umsetzung von geotechnischen Messungen, die thermische und/oder spannde Eingriffe in den Pfahl bedingen, ist nach erfolgter Zertifizierung bzw. Fertigung des Pfahls mit sehr großem Aufwand verbunden. In der Regel müssen die Bemessung, insbesondere der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit, sowie die Zertifizierung erneut durchlaufen werden. Bei einem bereits nachgewiesenen und zertifizierten Pfahl kann dies einen zusätzlichen Zeitaufwand von mehreren Wochen oder gar Monaten bedeuten. Derartige Verzögerungen ziehen im Bereich von Offshore-Projekten enorme monetäre Belastungen nach sich.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens 'triad' wurde vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) in Zusammenarbeit mit dem Institut für Füge- und Schweißtechnik (IFS) der Technischen Universität Braunschweig bei der Errichtung der Gründungsstrukturen des Offshore-Windparks 'Amrumbank West' ein Verfahren zur Applizierung eines autarken pfahldynamischen Messsystems ohne thermische und spannde Eingriffe in die Struktur des Gründungspfahls entwickelt.

## **2 Das Forschungsvorhaben 'triad'**

### **2.1 Motivation**

Bei der Errichtung der Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen mittels Schlagrammung werden Hydroschall ins Wasser sowie Vibrationen in Form von seismischen Wellen in den umgebenden Boden abgestrahlt, welche in einiger Entfernung zusätzlichen Hydroschall erzeugen können. Zum Schutz der Meeresfauna müssen dabei Grenzwerte des Hydroschalls eingehalten werden, wofür im Fall des zurzeit von der E.ON Kraftwerke GmbH errichteten Windparks 'Amrumbank West' eine Kombination aus doppeltem großen Blasenschleier und Hydroschalldämpfer eingesetzt wird.

Neben der Untersuchung der Wirksamkeit und Wechselwirkungen zweier einzeln und in Kombination eingesetzter Schallminderungssysteme hinsichtlich Hydroschall- und Vibrationsphänomenen ist es Ziel des Forschungsvorhabens „*Evaluierung von zwei gemeinsam eingesetzten Schallminderungsmaßnahmen (HSD und BBC) bei den Monopile-Gründungen im OWP Amrumbank West - Untersuchungen der Schallkopplung zwischen Pfahl, Boden und Wasser (Kurztitel: triad, FKZ: 0325681)*“ das Verständnis für die hydroschall- und vibrationserzeugenden Mechanismen beim Rammen von Offshore-Pfählen zu verbessern (siehe Abbildung 1).

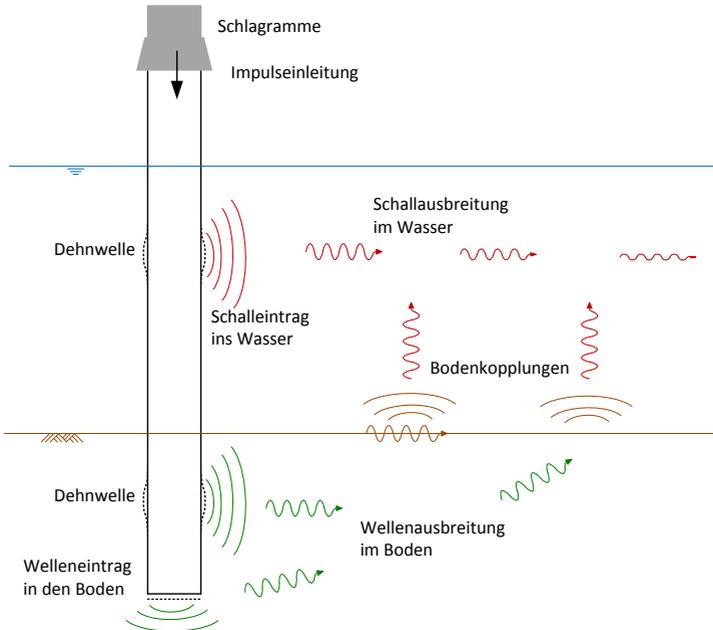


Abbildung 1: Schallerzeugung und -ausbreitung im Gesamtsystem Pfahl-Boden-Wasser (vgl. KUHN ET AL., 2014)

## 2.2 Pfahlmessungen

Im Rahmen von drei Messkampagnen (MK) konnten neben Hydroschall- und Vibrationsmessungen im Nah- und Fernbereich an drei Monopfählen pfahldynamische Messungen während der gesamten Rammung durchgeführt werden. Hierbei wurden die drei Pfähle in unterschiedlichen Messkonfigurationen bestückt (vgl. Abbildung 2).

Die Sensoren für die pfahldynamischen Messungen wurden dabei jeweils in einer Achse entlang der Innenseite des Pfahls appliziert. Zur Überprüfung einer exzentrischen Impulseinleitung wurden an zwei Pfählen im oberen Bereich drei Messstellen in den jeweiligen Drittelpunkten des Messquerschnittes (MQ) angeordnet. Um Überlagerungen der gemessenen Dehnwellen mit ihren eigenen Reflexionen am Pfahlfuß und -kopf zu vermeiden, wurden der obere und untere Messquerschnitt in jeweils ausreichender Entfernung geplant.

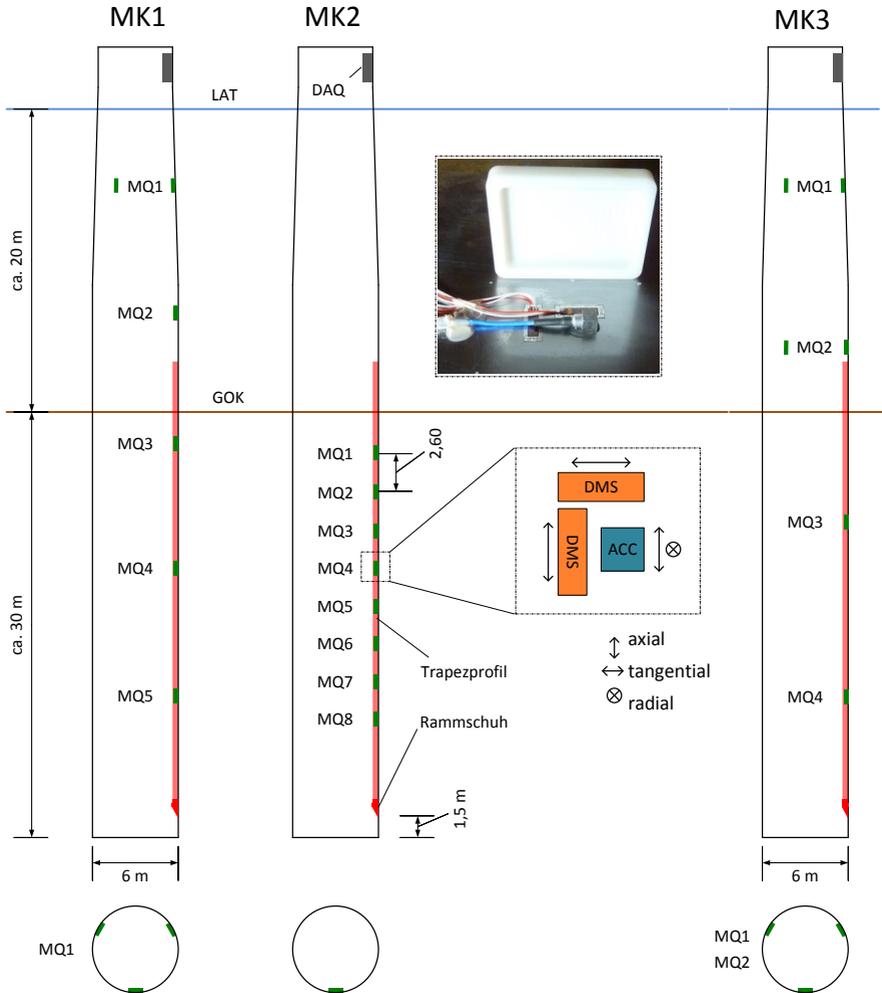


Abbildung 2: Messkonfigurationen der einzelnen Messkampagnen

Bei MK1 und MK3 wurden die Sensoren gleichmäßig über die Länge der Pfähle angeordnet, um Informationen über den Dehnwellenverlauf im gesamten Pfahl zu erhalten. Die Messkonfiguration bei MK2 konzentriert sich auf den unteren Bereich des Pfahls für eine genauere Auflösung des Verlaufs der Dehnwellen. Hierbei liegen alle Sensoren nach Beendigung der Rammung im Bereich der Einbindung in den Boden.

In jedem Messquerschnitt wurden zwei Dehnungsmessstreifen (DMS) zur Bestimmung der axialen und tangentialen Dehnung sowie ein Beschleunigungssensor (ACC, accelerometer) zur Bestimmung der axialen sowie radialen Beschleunigung angebracht. Im MQ1 bei MK1 bzw. MQ1 und MQ2 bei MK3 sind in den beiden Drittelpunkten außerhalb der Hauptmessachse jeweils nur DMS bzw. ACC in axialer Richtung angeordnet.

### **3 Pfahlesstechnik**

#### **3.1 Anforderungen und Randbedingungen**

Für die Realisierung der Pfahlmessungen waren zahlreiche Randbedingungen und Vorgaben aus dem Projektverlauf zu berücksichtigen, die im Folgenden aufgeführt werden.

- Die Pfahlmessungen (32 Sensoren wurden realisiert) sollten während des gesamten Rammvorgangs über die gesamte Pfahlänge hochfrequent durchgeführt werden. Eine Aufzeichnungsdauer von mindestens zwölf Stunden wurde dabei als Minimum angesetzt.
- Spanende und thermische Eingriffe in die Pfahlstruktur waren ausgeschlossen.
- Beim zurzeit noch im Bau befindlichen Windpark 'Amrumbank West' wird neben einem Blasenschleier auch das System 'Hydroschalldämpfer' (HSD) zur Minimierung des erzeugten Rammschalls eingesetzt. Das HSD-System wird hierbei nach Erreichen des 'free stand criterion' und des Entfernen des Grippers von oben über den Pfahl geführt. Bei einer Instrumentierung auf der Außenseite des Pfahls konnten Beschädigungen der Messtechnik nicht ausgeschlossen werden, sodass die Applikation sämtlicher pfahldynamischer Messkomponenten nur auf der Innenseite des Pfahls erfolgen konnte.
- Die Pfähle wurden im Basishafen des Windparks in Cuxhaven bestückt, wo sie aufgeständert gelagert waren. Ein Drehen der Pfähle um die Längsachse war nicht möglich. Daher wurde die Instrumentierung entlang einer Hauptmessachse im Tiefpunkt der liegenden Pfähle ausgeführt. Die Applikation der in den Drittelpunkten liegenden Messstellen konnte über ein innerhalb des Pfahls aufgebautes Gerüst durchgeführt werden.

- Eine Kabelverbindung aus dem Inneren des Pfahls heraus zum Errichterschiff wurde als zu anfällig für Beschädigungen angesehen. Eine Funkverbindung war ebenfalls nicht möglich. Daher musste die gesamte Messwerterfassung autark und automatisiert auf der Innenseite des zu rammenden Pfahls umgesetzt werden.
- Die Sensoren und Kabel im unteren Bereich des Pfahls mussten gegen Beschädigung durch die Eindringung in den Boden geschützt werden. Dies durfte ebenfalls nicht mit thermischen oder spanenden Verfahren erfolgen.

Die Besonderheit für die Umsetzung dieses Pile-Driving-Monitorings (PDM) war die Notwendigkeit, ohne thermische und spanende Verfahren als Eingriffe in die Pfahlstruktur auszukommen. Beschleunigungs- und Dehnungssensoren punktgeschweißt bzw. geklebt anzubringen ist Stand der Technik. Dies trifft jedoch nicht auf die Datenerfassungseinheit (DAQ, data acquisition), die Kabelverbindungen und die Zugentlastungen sowie den Rammschutz im Bereich der Einbindung zu. Insbesondere die Aufhängung der DAQ sowie die Anbringung des Rammschutzes stellten aufgrund ihres sehr hohen Eigengewichts eine große Herausforderung dar, da bei der Rammung Beschleunigungen bis über 1.000 g auftreten.

### **3.2 Einsatz von Klebtechniken im Offshore-Bereich**

Kleben als Füge-technik in einer Offshore-Anwendung ist unter sorgfältiger Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen grundsätzlich möglich. Verschiedene Klebstoffhersteller verfügen über umfangreiche Erfahrungen in der Formulierung von Polymeren, die sehr seewasserbeständig sind und auch hoch UV-beständig vernetzen. Das Temperaturspektrum im Einsatz von Offshore-Anwendungen wird ebenfalls von vielen ausgehärteten Klebstoffen genauso wie von Kunststoffen oder Lacken problemlos abgedeckt, wenn auch bei dieser Stoffgruppe das veränderliche thermische Verhalten (insbesondere der sogenannte Glasübergangsbereich) grundsätzlich berücksichtigt werden sollte.

Neben den Langzeit-Einsatzbedingungen im Betrieb des Offshore-Bauwerks kommen im vorliegenden Fall zwei weitere besondere Randbedingungskomplexe wie die Baustellenmontage auf dem Festland und insbesondere die Installation der Pfähle durch Rammen auf See hinzu. Wegen der Größe der Strukturen weichen die Umgebungsbedingungen der Klebmontage zum Teil stark von typischen Labor- oder Werkstatt-Bedingungen ab. Schwankungen von Temperatur und Luftfeuchte sowie Verunreinigungen durch Stäube

aller Art, wässrige Verschmutzungen und ölige oder fettige Betriebsstoffe aus der unmittelbaren Umgebung der Fügstellen sind hier zu nennen. Das Thema Sauberkeit im Bereich der Klebstellen ist eine besonders große Herausforderung bei einer stark korrodierenen Stahloberfläche und den Montagearbeiten hauptsächlich in dem Tiefpunkt einer liegenden Rohrstruktur. Temperatur und Luftfeuchtigkeit beeinflussen insbesondere die Vernetzungseigenschaften vieler Klebstoffe (HABENICHT, 2009) und können bei unzulässigen Abweichungen die Klebschicht schon bei der Herstellung schädigen. Daher sind die Umgebungsbedingungen für die Klebstoffe an das jeweilige Verarbeitungsfenster anzupassen. Speziell die Grenze zu tiefen Temperaturen (meist 5 – 10 °C) ist dabei besonders zu beachten, hohe Temperaturen schränken meist nur die Verarbeitungszeit ein, da die chemischen Reaktionen beschleunigt ablaufen. Im Fall von Klebstoffen mit einer Vernetzung durch Feuchtigkeit aus der Umgebung ist das stark von der Temperatur abhängige Verhalten von feuchter Luft und der Diffusionsweg in die Klebschichten gesondert zu beachten.

Eine Klebmontage im Winter oder Frühling bedeutet Baustellentemperaturen unterhalb der kritischen Aushärtetemperaturen der meisten Klebstoffe. Daher wurde eine zuverlässige Temperierung der Klebebereiche im liegenden Monopfahl konzipiert, die sowohl die Außenseite wie auch die Innenseite der Pfahlwand erfasst. Die Pfahlwand aus Stahl mit Wandstärken zwischen 60 und 80 mm konnte besonders wirksam durch eine geregelte Induktionsheizung im Mittelfrequenzbereich temperiert werden. Eine Warmluftheizung für den Innenbereich sorgte für ein geeignetes Raumtemperatur-Niveau für alle Werkzeuge und Klebstoffvorräte und schaffte in etwa die Arbeitsbedingungen, die sonst beim Fügen durch Kleben in Werkstätten oder Fabrikanlagen vorherrschen und eine hochwertige Ausführung der Klebungen gewährleisten (Abbildung 3).



Abbildung 3: verschlossener und beheizter Pfahl (links), Induktionsheizung (rechts)

Eine der größten Herausforderung an die Klebtechnik bleibt der Pfahl-Installationsprozess beim Rammen durch impulsartige, hohe Beschleunigungen und deren Wirkungen auf angeklebte Massen (Messgeräte, Kabelstränge sowie Schutzprofile gegen Wasser und den Meeresboden). Diese geklebten Bestandteile erfahren durch ihre Eigenmasse und die hohen Beschleunigungen von bis zu 1.000-facher Erdbeschleunigung eine impulsartige, hohe Beanspruchung, welche die Klebschicht aufnehmen muss.

Dabei erzielen Klebstoffe durch ihre Vernetzung bzw. den Abbindeprozess eine vom Klebstoff abhängige Materialfestigkeit und ein spezifisches Deformationsverhalten unter Beanspruchungen. Dies kann exemplarisch mit Methoden der zerstörenden Werkstoffprüfung ermittelt werden. Quasi-statische Prüfmethode können durch schwingende- und hochdynamische Prüfungen als zeitabhängige Beanspruchungen ergänzt werden. Insbesondere das Verhalten bei schlagartiger Beanspruchung gibt Hinweise auf das Verhalten in der tatsächlichen Struktur und hilft, eine konstruktive Auslegung der Klebung zu unterstützen. Klebungen können wegen zahlloser Einflussfaktoren bis heute nicht exakt berechnet werden. Daher nutzen Konstrukteure von geklebten Konstruktionen bewährte Auslegungsregeln (PRÖBSTER, 2013) oder gehen in mittlerweile reglementierten Branchen wie dem Schienenfahrzeugbau nach genormten technischen Regeln (DIN6701-1, 2004-11; DIN-6701-3, 2010-10) vor. Generell werden die wesentlichen Randbedingungen durch z. B. Abminderungsfaktoren auf die Klebfestigkeit aus der Werkstoffprüfung berücksichtigt.

Als Klebstoff für alle wesentlichen Montagearbeiten an der Pfahlinnenwand wurde ein semistruktureller Elastomer-Klebstoff ausgewählt, der einen guten Kompromiss aus Kleb-

festigkeit in der Größenordnung von wenigen MPa bei einer ausgezeichneten Bruchdehnung von mehreren 100 % aufweist und typischerweise in einer sogenannten Dickschichtklebung ausgeführt wird. Klebschichten zwischen 5 und 10 mm erlauben eine freie elastische Deformation der Schicht und angeklebte Massen erfahren nicht die volle Stoßwelle der Rammschläge, weil die Dickschichtklebung eine hervorragende Dämpfung der mechanischen Impulse darstellt.

Der ausgewählte Klebstoff muss zu den verschiedenen Oberflächen kompatibel sein oder kann mit Haftvermittlern oder Primern für optimale Haftung an die Oberflächen (blank geschliffener Stahl sowie Epoxidharz-Lack in der Wasserwechselzone des Pfahls) angepasst werden. Ein durch Feuchte vernetzender Polyurethan-Klebstoff mit einer sogenannten Booster-Komponente für zuverlässige Durchhärtung von diffusionsblockierten Bereichen wurde für diese Klebaufgabe ausgewählt und durch passende Primer für die jeweiligen Oberflächen ergänzt.

Die Beschleunigungssensoren wurden ebenfalls mit Klebstoffen montiert, während die Dehnungsmessstreifen punktgeschweißt wurden. Bei den Sensoren liegen die Randbedingungen - sinnvolle Klebschichtdicke und ein passender Klebstoff - völlig anders als bei der generellen Klebmontage praktisch aller anderen Komponenten. Die Beschleunigungssensoren sollen die Beschleunigung der Pfahlinnenwand möglichst ungedämpft erfahren und detektieren. Daher darf keine nennenswerte Dämpfung durch eine Klebschicht erfolgen. Die Klebschicht muss dafür möglichst dünn ausgeführt werden und aus einer strukturell steifen und festen Schicht bestehen. Hier kommen 1-komponentige oder 2-komponentige Acrylat- oder Epoxidharz-Klebstoffe zum Einsatz, die ggf. durch an die Oberflächen angepasste Haftvermittler ergänzt werden können.

## **4 Umsetzung und Applikation der Pfahlmesstechnik**

### **4.1 Sensoren und Kabelschutz**

Sämtliche Messquerschnitte wurden mit Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungssensoren bestückt. Hierbei wurden die DMS mit Hilfe eines Punktschweißgeräts mit Kondensatorentladung appliziert, während die ACC aufgeklebt wurden. Um die ACC vollständig von mitschwingenden Massen entkoppelt am Pfahl anzubringen sowie zur Gewährleistung der Wasserdichtigkeit, wurde jede Messstelle mit einem Deckel versehen (Abbil-

dung 4, oben links), welcher in die Dickschichtklebung eingebettet wurde (Abbildung 4, oben rechts). Den Rammschutz im Bereich der Einbindung bildeten mechanisch voneinander entkoppelte Trapezprofile (Abbildung 4, unten links), welche am unteren Ende durch einen Rammschuh verschlossen wurden (Abbildung 4, unten rechts). Der Rammschutz wurde über die unterste Messebene hinaus bis in den Bereich der Eindringung infolge Eigengewichts des Pfahls ausgeführt.



Abbildung 4: gedeckelte Sensoren (oben links), Deckel in Dickschichtklebung (oben rechts), Trapezprofil (unten links), Rammschuh (unten rechts)

## 4.2 Messwerterfassung

Die Konzeption der Messwerterfassung erfolgte unter restriktiven Randbedingungen (vgl. Kap. 3.1), die den Einsatz eines kommerziellen Systems nicht zuließen. Da die gesamte Installation auf der Pfahlinnenseite erfolgte, konnte keine Kabel- oder Funkverbindung zum Errichterschiff verwendet werden. Die Spannungsversorgung für die gesamte Zeit der Rammung musste daher mit Akkus und die Messung automatisiert umgesetzt werden. Hohe bis zur Oberkannte reichende Wasserstände im Inneren des Pfahls konnten nicht ausgeschlossen werden, sodass die Messwerterfassung und die Durchführungen der Sensorkabel in die Einhausung druckwasserdicht ausgeführt werden mussten.

Als Messwerterfassungseinheit wurde ein Messcomputer inkl. dreier Erweiterungsmodule verwendet. Damit war es möglich, insgesamt 32 Kanäle mit jeweils bis zu 200 kHz Abtastrate aufzuzeichnen. Durch eine spezielle Version für außergewöhnliche Umwelt- und Einsatzbedingungen waren hohe Temperaturen innerhalb der wasserdichten Einhausung sowie hohe Beschleunigungen durch das Rammen aufnehmbar. Abbildung 5 zeigt die gesamte Messwerterfassungseinheit sowie die wasserdichte und bruch sichere Einhausung, welche auf der Trägerplatte entkoppelt aufgehängt wurde. Hierdurch war es möglich, die bis zu 1.000 g hohen Beschleunigungen des Pfahls von der Messwerterfassungseinheit fern zu halten, wobei die Dickschichtklebung der Platte selbst schon eine gewisse Dämpfung gewährleistete. Mit einem Beschleunigungssensor im Inneren der Box konnte gezeigt werden, dass diese maximale Beschleunigungen von ca. 35 g erfuhr.

Die Gesamtmasse der Messwerterfassungseinheit inkl. der Einhausung beträgt ca. 40 kg. Die verwendeten Trägerplatten wogen 26 kg. Damit wurde eine Gesamtmasse von ca. 66 kg ausschließlich mit Hilfe eines Klebstoffes an einen zu rammenden Offshore-Großrohrpfahl lagesicher appliziert und die Messbox nach Beendigung der Rammung wieder geborgen.



Abbildung 5: Messwerterfassung und Spannungsversorgung (oben), druckwasserdichte und bruchsichere Messbox (unten links), Aufhängung an Trägerplatte (unten rechts)

Die Sensorkabel wurden vollflächig verklebt nach oben geführt, wo sie direkt unterhalb der Messwerterfassungseinheit noch zugentlastet wurden. In Abbildung 6 (links) sind die verklebten Sensorkabel, die Zugentlastung sowie die Trägerplatte für die Messwerterfassungseinheit zu sehen. Im rechten Teil der Abbildung sieht man die kurz vor dem Aufnehmen des Pfahls angebrachte Messwerterfassungseinheit auf dem Errichterschiff.



Abbildung 6: Trägerplatte, Zugentlastung und angeschlossene Messbox

Beim Windpark Amrumbank West wird die Verbindung des Zwischenstücks (TP, transition piece) zwischen Monopfahl und Turm durch eine Flanschverbindung realisiert, die von einem im Inneren des TP angehängten Korb aus verschraubt wird. Über diesen Korb war es möglich, die Messwerterfassungseinheit nach Beendigung der Rammung zu bergen.

## 5 Erste Ergebnisse

### 5.1 Applikation der Messtechnik

Im Allgemeinen ist festzuhalten, dass die neue und erstmals eingesetzte Methode, die messtechnische Instrumentierung eines zu rammenden Offshore-Gründungspfahls ausschließlich mittels Klebtechniken zu realisieren, erfolgreich umgesetzt werden konnte. Die Datenerfassungseinheit samt Trägerplatte, mit einem Gesamtgewicht von ca. 65 kg, konnte bei allen drei instrumentierten Pfählen wie geplant geborgen werden. Die von dem TP einsehbaren Komponenten (Trägerplatte samt Aufhängungskonsolen, Zugentlastung, Kabelstrang) zeigten keinerlei erkennbare Schäden durch die mehrstündigen Rammungen. Die Komponenten im Inneren der Messbox haben ebenfalls jede Rammung ohne Schäden überstanden und jeweils den gesamten Rammprozess aufgezeichnet.

Die folgende Abbildung 7 zeigt die Messkonfiguration sowie eine tabellarische Ansicht der Funktionsfähigkeit der angebrachten Sensoren nach Beendigung der Rammung der MK1. Die axialen Dehnungsmessungen des MQ 3 und MQ 4 sind nicht verwertbar. Da dies auf einen Fehler in der Hardwarekonfiguration innerhalb der Messwerterfassungseinheit zurückgeführt werden konnte, ist davon auszugehen, dass auch diese Sensoren bis zum Ende der Rammung unbeschädigt und funktionsfähig blieben.

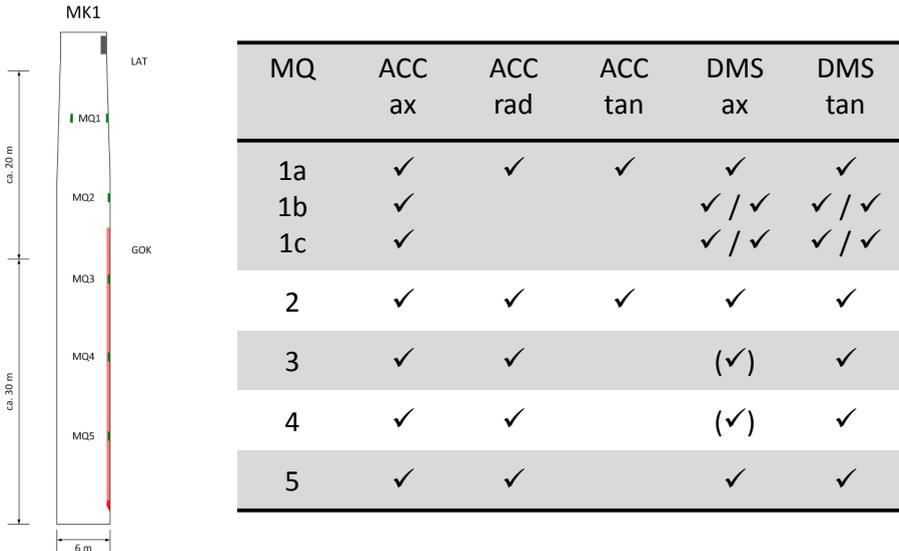


Abbildung 7: Funktionsfähigkeit der Sensoren (MK1)

Wie bereits erwähnt, musste die Messbox entkoppelt an der Trägerplatte montiert werden, um die bei den Rammungen auftretenden hohen Beschleunigungen nicht voll auf die Messwerterfassungseinheit wirken zu lassen. Aufgrund des spezifischen Deformationsverhaltens des verwendeten Klebstoffes konnte ebenfalls eine Dämpfungswirkung der verwendeten Dickschichtklebung erwartet werden. Um diese Dämpfungswirkung quantitativ zu bewerten, wurde bei MK3 ein Beschleunigungssensor an der Trägerplatte montiert. Die folgende Abbildung 7 zeigt die Signale der letzten zehn Schläge der während der MK3 an der Trägerplatte sowie im MQ1 gemessenen axialen Beschleunigungen. Die durch die Klebverbindung erzielten Dämpfungsraten der Maximal- bzw. Minimalwerte liegen zwischen 40 % und 65 %. Die kleine und daher nicht repräsentative Auswahl an Schlägen lässt eine belastbare Quantifizierung dieser Dämpfungswirkungen zwar nicht zu, doch

lässt sich schon hierdurch eine nicht unerhebliche Dämpfung durch die Applikationstechnik beobachten.

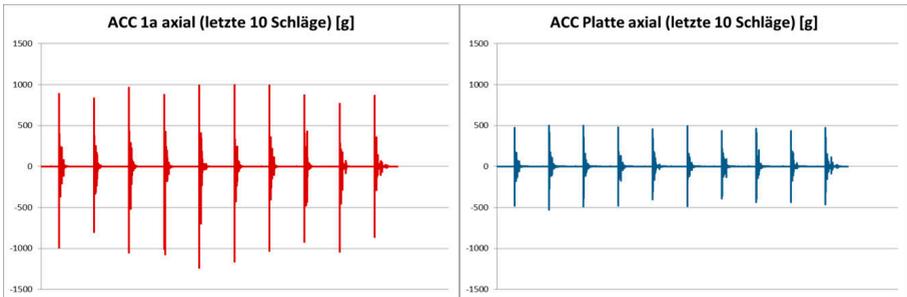


Abbildung 7: Axiale Beschleunigungen im MQ1 (links) sowie der Trägerplatte (rechts) (letzte 10 Schläge der MK3)

## 5.2 Dehnungsmessungen

Beispielhaft sind in Abbildung 8 die axialen (rot) und tangentialen (blau) Dehnungen im MQ 1 der ersten Messkampagne für Schlag 100 dargestellt. Hierbei werden Zugdehnungen mit positivem Vorzeichen und Stauchungen mit negativem Vorzeichen wiedergegeben.

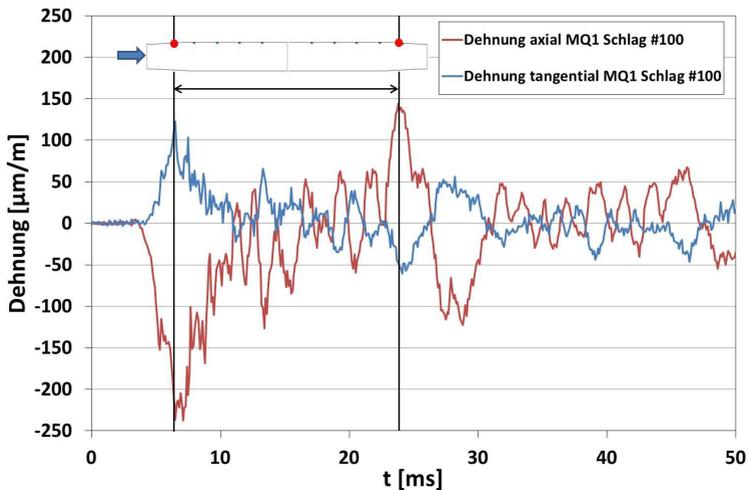


Abbildung 8: Axiale und tangentiale Dehnung am MQ1 für Schlag #100 (MK1)

Der Pfahl erfährt beim Durchlauf der durch den Rammschlag induzierten Dehnwelle eine Druckbeanspruchung in axialer und infolge der Querdehnung eine Zugbeanspruchung in tangentialer Richtung. Nachdem die Welle am Pfahlfuß reflektiert wurde, durchläuft sie den Pfahl erneut als Zugwelle in axialer Richtung, wobei die tangentialen Dehnungen sich nun als Druckbeanspruchung darstellen. Die Gleichzeitigkeit dieser Phänomene als auch die Vorzeichenwechsel können mit den Messergebnissen sehr genau dokumentiert werden. Die Abweichungen von theoretischen Laufzeiten der Dehnwellen vom Messquerschnitt bis zum Pfahlfuß und zurück zu den gemessenen Laufzeiten betragen zwischen ein und drei Prozent unter Zugrundelegung einer Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von 5.122 m/s (FRITSCH, 2008).

### **5.3 Beschleunigungsmessungen**

Für die Untersuchung der Mechanismen der Schallerzeugung durch radiale Deformationen des Pfahls während der Rammung und zur Bestimmung von Wellencharakteristiken wurden sämtliche Messquerschnitte mit Beschleunigungssensoren sowohl in axialer als auch in radialer Ausrichtung versehen. Aus pfahldynamischer Sicht ist die Entwicklung der radialen Dehnungen und Verformungen im Übergang zwischen freier Pfahllänge und dem Bereich der Einbindung von Interesse.

In der folgenden Abbildung sind die axialen und radialen Beschleunigungssignale des MQ4 bei MK3 für zwei verschiedene Schläge dargestellt. Bei Schlag 230 (Abbildung 9, oben) befindet sich der Messquerschnitt noch im Bereich der freien Pfahllänge ca. 2,0 m über dem Meeresboden. Die Amplituden der radialen Beschleunigungen sind, wie zu erwarten, deutlich geringer als die der axialen Beschleunigungen. Bei Schlag 750 (Abbildung 9, unten) fallen die radialen Beschleunigungen ebenfalls geringer als die axialen aus, im Verhältnis sind sie trotz deutlich höherer Schlagenergie aber kleiner als bei Schlag 230. Zum Zeitpunkt des Schlages 750 befand sich die Messebene bereits ca. 2,0 m unterhalb des Meeresbodens. Somit konnte sich bereits eine horizontale Bettung des Pfahls im Bereich der Messebene einstellen, die den radialen Verformungen entgegenwirkt. Die quantitative Beschreibung dieses Phänomens ist Gegenstand weiterer Auswertungen, um das radiale Deformationsverhalten gerammter Pfähle beim Übergang in den Einbindebereich besser beschreiben zu können.

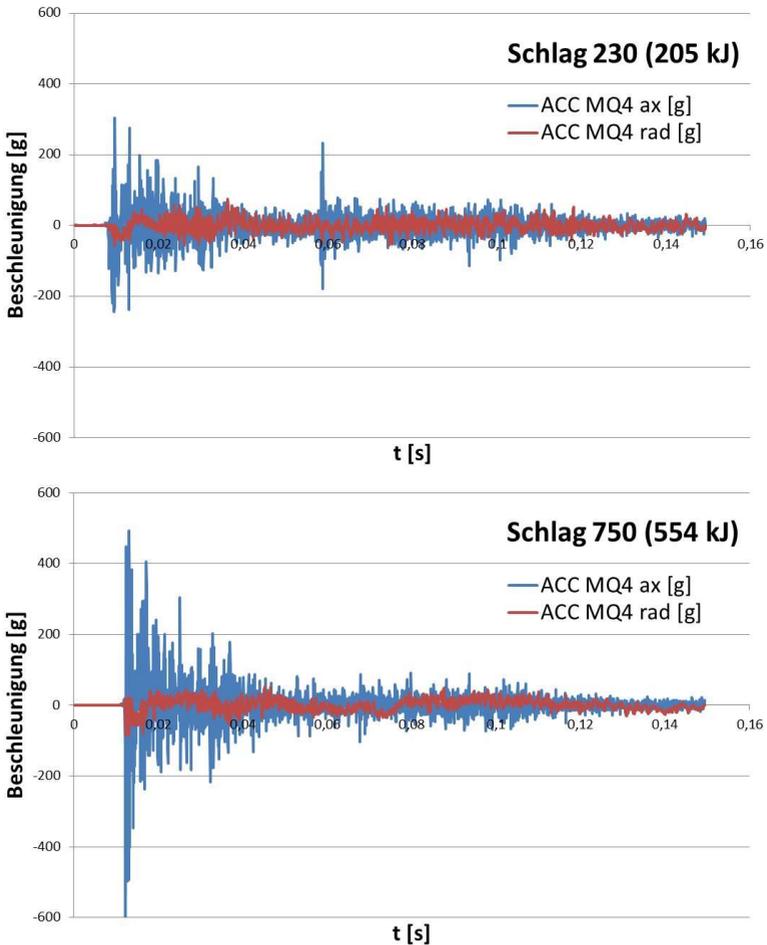


Abbildung 9: Axiale und radiale Beschleunigungen im MQ4 für die Schläge 230 und 750

## 6 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Beitrag wurde eine Möglichkeit der zerstörungsfreien Messgeberapplikation an zu rammenden Offshore-Gründungsstrukturen vorgestellt. Durch den Einsatz von Klebtechniken war es erstmals möglich, nicht nur die Messsensoren selbst ohne spannende (Bohren) und thermische Verfahren (Schweißen) an die Tragstruktur zu applizieren, sondern auch sämtliche weitere notwendige Komponenten wie Kabel, Schutzprofile, Zug-

entlastungen sowie die Messwerterfassung über den gesamten Rammprozess zuverlässig und sicher am Pfahl zu befestigen.

Durch das beschriebene Verfahren können pfahldynamische Messungen im oberen Bereich der Pfähle zur Durchführung von Pfahlprobelastungen als auch Messungen über die gesamte Pfahlänge, insbesondere im Bereich der Einbindung in den Meeresboden, ausgeführt werden. Dabei ist eine autarke und automatisierte Messung möglich, da die Messwerterfassungseinheit auch bei einer großen Gesamtmasse (im vorliegenden Fall von 40 kg) mit der verwendeten Klebtechnik sicher am Pfahl angebracht werden kann.

Insbesondere für zyklisch belastete Offshore-Strukturen mit hohen Anforderungen an die Ermüdungsfestigkeit stellt dieses Verfahren eine Alternative zum derzeitigen Stand der Technik dar. Hiermit ist es möglich, Offshore-Gründungspfähle auch nach bereits erfolgter Zertifizierung bzw. Fertigung mit Messtechnik für pfahldynamische Messungen auszustatten, ohne dadurch die Vorschädigung durch den Rammprozess zu erhöhen bzw. zusätzlichen Berechnungs- und Zertifizierungsaufwand zu generieren.

## 7 Danksagung

Die hier vorgestellten Messungen wurden im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderten Forschungsvorhaben *Evaluierung von zwei gemeinsam eingesetzten Schallminderungsmaßnahmen (HSD und BBC) bei den Monopile-Gründungen im OWP Amrumbank West – Untersuchung der Schallkopplungen zwischen Pfahl, Boden und Wasser – triad* (FKZ 0325681) durchgeführt. Unser Dank gilt dem Fördermittelgeber für die Finanzierung der Arbeiten und dem Projektträger Jülich für die gute Zusammenarbeit bei allen administrativen Belangen. Als Kooperationspartner im Forschungsvorhaben wurden die Messungen von der E.ON Kraftwerke GmbH und E.ON Climate & Renewables ermöglicht. Besonderer Dank gilt hier den Mitarbeitern in Hamburg und insbesondere der Bauleitung in Cuxhaven, die uns bei den Installationsarbeiten stets mit Rat und vor allem Tat unterstützten. Unseren wissenschaftlichen Hilfskräften danken wir für die vielen Stunden, die sie in die Vorbereitung der Messtechnik und auch der Messung auf See investiert haben. Ohne diesen Einsatz wären derartige Vorhaben nicht möglich!

Gefördert durch:



Bundesministerium  
für Wirtschaft  
und Energie

aufgrund eines Beschlusses  
des Deutschen Bundestages

## Literatur

**DIN 6701-1:2004-11:** Kleben von Schienenfahrzeugen und -fahrzeugteilen, Teil 1: Grundbegriffe, Grundregeln, *Beuth Verlag, Berlin, 2004*

**DIN 6701-3:2010-10:** Kleben von Schienenfahrzeugen und -fahrzeugteilen, Teil 3: Leitfaden zur Konstruktion und Nachweisführung von Klebverbindungen im Schienenfahrzeugbau, *Beuth Verlag, Berlin, 2010*

**Fritsch, M.:** Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Dissertation, 2008*

**Habenicht, G.:** Kleben - Grundlagen, Technologien, Anwendungen, 6. aktualisierte Auflage, *Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 2009*

**Pröbster, M.:** Elastisches Kleben - aus der Praxis für die Praxis, *Springer Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2013*

**C. Kuhn; H. Sychla; P. Stein; B. Bruns; J. Gattermann; J. Degenhardt:** Dynamic measurements of pile deflections as a source of underwater sound emissions during impact driving of offshore pile foundations, *Proceedings of Internoise 2014, November 16-19, Melbourne/Australia*

Autoren

---

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla	<a href="mailto:h.sychla@tu-braunschweig.de">h.sychla@tu-braunschweig.de</a>
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein	<a href="mailto:p.stein@tu-braunschweig.de">p.stein@tu-braunschweig.de</a>
Dipl.-Ing. Gregor Wisner	<a href="mailto:g.wisner@tu-braunschweig.de">g.wisner@tu-braunschweig.de</a>
Dipl.-Ing. Christian Kuhn	<a href="mailto:c.kuhn@tu-braunschweig.de">c.kuhn@tu-braunschweig.de</a>
Dr.-Ing. Jörg Gattermann	<a href="mailto:j.gattermann@tu-braunschweig.de">j.gattermann@tu-braunschweig.de</a>

Institut für Grundbau und Bodenmechanik	
Technische Universität Braunschweig	<a href="http://www.IGB-TUBS.de">www.IGB-TUBS.de</a>
Beethovenstraße 51 b, 38106 Braunschweig	Tel.: 0531/391-62000

Dipl.-Ing. Gregor Wisner	<a href="mailto:g.wisner@tu-braunschweig.de">g.wisner@tu-braunschweig.de</a>
--------------------------	--

Institut für Füge- und Schweißtechnik	
Technische Universität Braunschweig	<a href="http://www.ifs.tu-braunschweig.de">www.ifs.tu-braunschweig.de</a>
Langer Kamp 8, 38106 Braunschweig	Tel.: 0531/391-95501

Dipl.-Ing. (FH) Jan Ole Degenhardt	<a href="mailto:janole.degenhardt@eon.com">janole.degenhardt@eon.com</a>
------------------------------------	--

E.ON Climate & Renewables GmbH	
Steindamm 98, 20099 Hamburg	<a href="http://www.eon.com">www.eon.com</a>



# IHR PARTNER BEI DYNAMISCHEN PROBE-BELASTUNGEN UND RAMM-BEGLEITENDEN MESSUNGEN



**ALLNAMICS BIETET IHNEN ERFAHRUNGEN UND ENTWICKLUNGEN AUF DEM GEBIET DER PFAHLPROBEBELASTUNGEN (PDA, DLT, RLT, SLT), ONSHORE UND OFFSHORE, VON MEHR ALS 40 JAHREN**

## HÖCHSTE DATENQUALITÄT DURCH:

- HOCHWERTIGE, ROBUSTE UND ERPROBTE SENSOREN, ÜBER- UND UNTERWASSER
- NEU ENTWICKELTES MESSSYSTEM (PDR) MIT FUNKÜBERTRAGUNG DER MESSDATEN (WI-FI)
- HOCHFREQUENTE DATENERFASSUNG (48 KHZ)

## SOFTWARE:

- ALLWAVE-DLT FÜR AUSWERTUNGEN MIT EINEM ERWEITERTEN VERFAHREN MIT VOLLSTÄNDIGER MODELLBILDUNG / SIGNAL MATCHING
- ALLWAVE-PDP FÜR RAMM-SIMULATIONSSTUDIEN

UNTERWASSER SENSOREN (PDA/DLT): DEHNUNG UND BESCHLEUNIGUNG





# **Low-Strain-Pfahlintegritätsprüfung reloaded: Geht nicht doch ein bisschen mehr?**

Ernst Niederleithinger, Jens-Peter Ertel, Maria Grohmann

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

## **1 Einleitung**

Die Low-Strain-Pfahlintegritätsprüfung (auch „Hammerschlagmethode“) ist seit Jahrzehnten bei der Qualitätskontrolle von Pfählen verschiedenster Bauarten im Einsatz. Sie ist als wirtschaftliche Technik zur Detektion größerer Fehlstellen oder Längenabweichungen weitgehend akzeptiert und in Normen und Empfehlungen wie der DGGT EA Pfähle (DGGT AK 2.1) verankert.

Die Methode hat aber bekanntermaßen ihre Grenzen. Sie lässt sich beispielsweise an Bestandspfählen unter Bauwerken oder an wandartigen Elementen (z. B. Bohrpfahlwänden) nur begrenzt einsetzen. Die Auflösung, also die Erkennbarkeit kleinerer Fehler, ist begrenzt. Zudem unterliegen die Ergebnisse oft einer subjektiven Interpretation. Erweiterte Auswertemöglichkeiten der gemessenen Zeitsignale, wie die Berechnung von Impedanzprofilen oder der Analyse im Frequenzbereich sind schon länger bekannt und werden von vielen Prüfern beherrscht, spielen jedoch in der Prüfpraxis nur eine geringe Rolle.

In verschiedenen Projekten arbeiten wir an der Erweiterung und der Optimierung der Methode. Dabei greifen wir auf Ideen aus anderen Fachrichtungen, aber auch auf teils schon ältere und zwischendurch verworfene Konzepte aus der Pfahlprüfung zurück.

So nutzen wir beispielsweise statt eines Hammers einen Vibrator, mit dem sich gezielt vorberechnete Signale in den Pfahl einspeisen lassen. Für die Auswertung und (semi-)automatische Klassifizierung können Ideen aus der Maschinendiagnose verwendet werden. Wir nutzen aber auch moderne Methoden der Signalverarbeitung wie bestimmte Varianten der Dekonvolution um die klassische Auswertung zu optimieren und die Aussagesicherheit zu erhöhen.

Ein anderer Ansatz wird mit dem Einsatz zusätzlicher Sensoren verfolgt. Diese dienen dazu, bei der Messung an Bestandspfählen oder Pfahlwänden die Laufrichtung von Signalen und ihre Geschwindigkeit zu bestimmen und so Fehlinterpretationen zu vermeiden.

Beide Themen werden anhand von Simulationen erläutert und durch Messungen an Testpfählen bzw. ersten Praxisprojekten untermauert.

## **2 PileInspect - Nutzung eines Vibrators als Signalquelle**

Das seit einem Jahr laufende EU-Verbundprojekt PileInspect hat es sich zum Ziel gesetzt, die Aussagesicherheit der klassischen Integritätsprüfung zu erhöhen. Dies soll zum einen durch erweiterte Messtechnik (Einsatz eines Vibrators als Quelle, Triaxialsensoren am Pfahlkopf und evtl. Pfahlschaft) und moderne, automatisierte Auswertelgorithmen aus nichtlinearer Schwingungsanalyse (Universität Cranfield, UK) und künstlicher Intelligenz (Brunel Universität, UK) erreicht werden. Das Projekt wird von Industrieverbänden (u. a. DFI) organisiert und durch Industriepartner (u. a. GSP) unterstützt. Die BAM baut u. a. eigene Messtechnik auf und macht Praxisversuche.

Die Verwendung von Vibratoren an Pfählen ist nicht neu. Sie wurden für Integritätsuntersuchungen schon vor Jahrzehnten in Frankreich genutzt. In neuerer Zeit wurden sie für die Untersuchung von Struktur-Boden Interaktion im z. B. im Erdbebeningenieurwesen eingesetzt. Neu ist es, die Vibration des Pfahles durch den Einsatz entsprechend kräftiger Shaker bis in den nichtlinearen Bereich zu treiben und aus dem Schwingungsverhalten automatisiert Rückschlüsse zu ziehen. Erste Versuche an kurzen Fertigteil-Rammpfählen vor dem Einbringen in den Boden sind erfolgversprechend, der Nachweis der Praxistauglichkeit steht aber noch aus.

Die BAM verfolgt parallel einen anderen Weg. Wir verwenden einen leichten Low-Cost Vibrator als Alternative zum Hammerschlag, um den Frequenzgehalt und die Energie des Quellsignals gezielt steuern zu können. Wir erhoffen uns davon bessere Ergebnisse bei schwierigen Prüfverhältnissen, z. B. kleineren Fehlern oder langen, schlanken Pfählen.

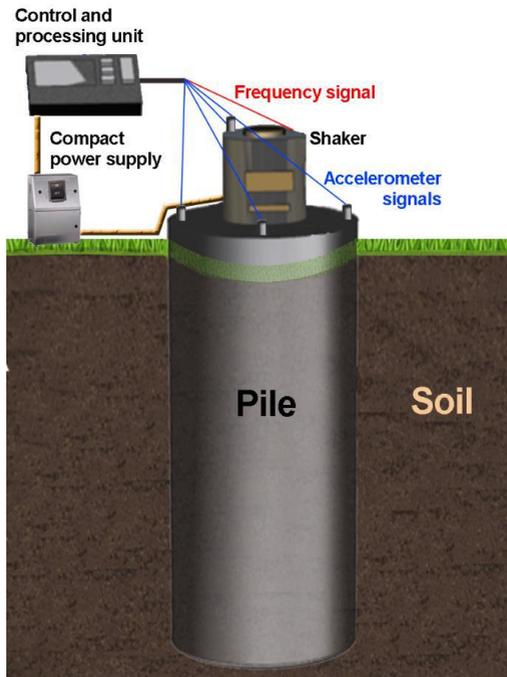


Abbildung 1: Messanordnung für das PileInspect-Vorhaben.

## 2.1 Messtechnik

Als Vibrator dient ein taktiler Transducer, welcher ursprünglich für dynamische Schwingungseinleitungen im Bereich der Unterhaltungselektronik konzipiert wurde.

Tabelle 1: Wichtige Parameter der BAM-Vibratormesstechnik

Vibrator	Taktiler Transducer „IBeam VT200“
Apparativer Frequenzbereich	20 Hz - 15 kHz
Genutzter Frequenzbereich	500 Hz - 3 kHz
Sensoren	piezoelektrische Beschleunigungssensoren Frequenzbereiche bis zu 15 kHz bzw. 20 kHz Sensitivitäten von 100 mV/g bzw. 10 mV/g

Der experimentelle Aufbau des Systems besteht aus dem Vibrator, den Beschleunigungssensoren, einem Audioverstärker, einem Datenerfassungssystem und einer Computersteuerung. Der Vibrator wird zentrisch auf dem Pfahlkopf positioniert und mittels eines in der Pfahlprüfung üblichen Kits zur Kraftkopplung fixiert. Ein Beschleunigungssensor wird auf dem Vibrator, die anderen Sensoren werden in bestimmten horizontalen Abständen auf der Pfahlkopfoberfläche ebenfalls fixiert. Zusätzlich wird ein weiterer Sensor am Pfahlschaft in einem vertikalen Abstand zum Vibrator montiert. Die Anregung und Messung erfolgt in vertikaler Richtung entlang der Pfahlachse.

Der Vibrator wird mittels eines Feldrechners über den Soundkartenausgang angesteuert. Dabei werden die vom Rechner ausgesendeten Signale vom Audioverstärker verstärkt und an den Vibrator übermittelt. Durch die Steuersoftware wird ein durch den Benutzer frei programmierbares, sich zeitlich in der Frequenz änderndes Sinussignal ("Sweep", Vgl. Abbildung 2) generiert und an den Vibrator übermittelt, welcher das Signal als Schwingung in den Pfahl einleitet. Zeitgleich erfolgt die Schwingungsmessung an den Beschleunigungssensoren mit der gleichen Software.

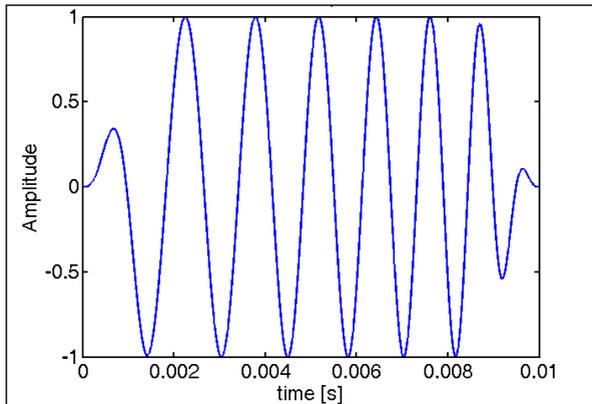


Abbildung 2: Sweep von 500 Hz - 1000 Hz in 0.01 s als Beschleunigungssignal



Abbildung 3: Experimenteller Aufbau und Testmessung an einem unbeschädigten Referenzpfahl (11 m lang) auf dem BAM TTS-Testgelände in Horstwalde, Brandenburg



Abbildung 4: Anordnung des Vibrators und der Sensoren auf der Pfahlkopfoberfläche

Als direktes Ergebnis erhält man Beschleunigungssignale im Zeitbereich, welche nach Anwendung von Methoden aus der digitalen Signalverarbeitung in Geschwindigkeitssignale im Zeitbereich überführt werden. Durch Vergleich der gemessenen Signale mit dem

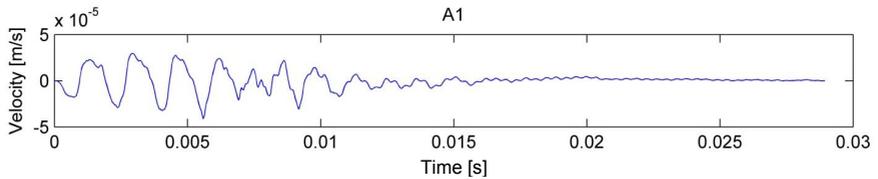


Abbildung 5: Geschwindigkeitssignal im Zeitbereich. Sensor auf Pfahlkopffläche, 15 cm vom Vibrator entfernt. Generiert durch einen 500 Hz – 1 kHz sweep.

Eingangssignal (sweep) unter Anwendung der in Abschnitt 2.2 genannten Methoden sowohl im Zeit- als auch im Frequenzbereich, wird anschließend versucht, das Pfahlfußecho sowie mögliche Fehlstellen im Signal und deren Position im Pfahl zu lokalisieren. Ferner soll durch die Mehrkanalmethodik die Möglichkeit gegeben werden, die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Pfahl zu bestimmen.

Vorläufige Testergebnisse, welche an Referenzpfählen auf dem TTS-Testgelände der BAM erhoben wurden, weisen auf die Möglichkeit der Längenbestimmung und Lokalisierung von Fehlstellen hin. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt befinden sich die Auswertemethoden jedoch im Anfangsstadium und müssen weitreichenden Anpassungen für eindeutige Interpretationen unterzogen werden. Mit fortschreitender Entwicklung des Systems müssen offene Fragestellungen wie die genaue Positionierung der Sensoren, die geeigneten Frequenzen und die Länge des Eingangssignals, der Kraftertrag sowie die Effizienz der Kraftkopplung weiter untersucht werden. Die Signalqualität muss durch geeignete Verstärkungs- und Filtertechniken verbessert und verschiedene Signalquellen getestet werden.

## 2.2 Auswertung

Für vorhergehende Simulationen wurde die Software Piletest (V 1.05, Dr. Frank Schubert – Fraunhofer-Institut für Keramische Technologien und Systeme IKTS) verwendet. Die Software verwendet eine 2D finite Integrationstechnik für zylindrische Geometrie (CEFIT) für die Simulation von elastischen Wellen (SCHUBERT, 2001, NIEDERLEITHINGER, 2009). Simulationen wurden für zwei verschiedene geometrische Modelle und für jeweils einen intakten und einen defekten Pfahl durchgeführt. Ferner wurden verschiedene synthetische Sweepsignale (linear und logarithmisch) verwendet.

Als Lösungsansatz wird das Konzept der Dekonvolution („Entfaltung“) angewendet. Zugrunde liegt die Annahme, dass das durch den eingeleiteten Sweep  $s(t)$  produzierte und gemessene Empfangssignal  $x(t)$  durch die Reaktion des dynamischen Systems „Pfahl“ verändert ist. Das gemessene Signal soll mittels mathematischen Methoden entfaltet und so die gesuchten Informationen (Pfahlfuß- bzw. Fehlstellenreflexionen), freigelegt werden. Mathematisch gesehen beschreibt die Dekonvolution im Frequenzbereich eine Division des Empfangssignals  $X(\omega)$  und des eingeleiteten Sweeps  $S(\omega)$  (SMITH 1997). Das Ergebnis ist (näherungsweise) die unbekannte Impulsantwort des dynamischen Systems „Pfahl“, aus welcher die Tiefeninformationen abgelesen werden sollen. Aus Stabilitätsgründen muss die Dekonvolution regularisiert werden (hier: Methode nach Tikhonov):

$$I(\omega) = \frac{S(\omega)^* \cdot X(\omega)}{S(\omega)^* \cdot S(\omega) + 1000 \cdot dt} \quad (1)$$

wobei  $dt$  das Zeitinkrement der Messaufzeichnung ist. Durch Rücktransformation in den Zeitbereich erhält man die gesuchte Impulsantwort  $i(t)$ .

Für Simulationen an einer intakten Pfahlgeometrie wurden die in Tabelle und Abbildung 6 dargestellten Parameter verwendet.

Tabelle 2: Modellparameter der Simulation eines intakten Pfahls

Parameter	Wert
Pfahllänge	11 m (davon 10 m im Boden)
Kompressionswellengeschw. Pfahl	4000 m/s
Scherwellengeschw. Pfahl	2400 m/s
Dichte des Pfahlmaterials	2300 kg/m <sup>3</sup>
Kompressionswellengeschw. Luft	340 m/s
Dichte der Luftschicht	1.2 kg/m <sup>3</sup>
Kompressionswellengeschw. Boden	1700 m/s
Scherwellengeschw. Boden	400 m/s
Dichte Boden	2000 kg/m <sup>3</sup>

Für die hier dargestellten Ergebnisse wurde ein linearer Sweep (Abbildung 7) von 10 ms verwendet. Dabei konnten die bisher besten Ergebnisse mit den Start- und Endfrequenzen von 500 Hz und 1 kHz erzielt werden.

Die Simulation wurde für eine Laufzeit von 20 ms mit einem Zeitinkrement von knapp 4  $\mu$ s berechnet. Das simulierte Empfangssignal ist in Abbildung 8 dargestellt.

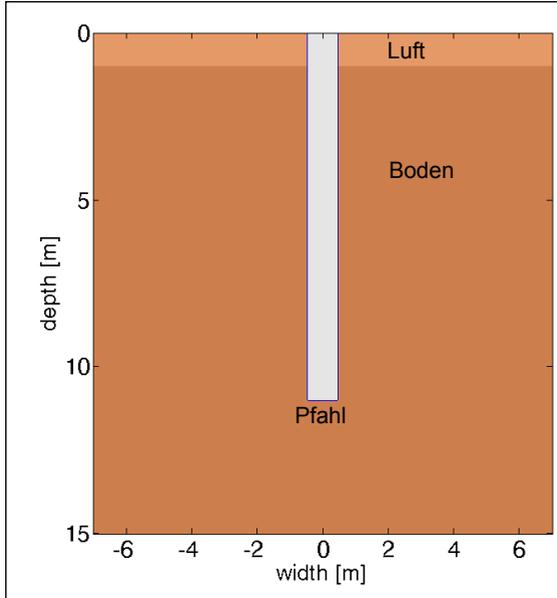


Abbildung 6: Modell eines intakten Pfahls im Boden

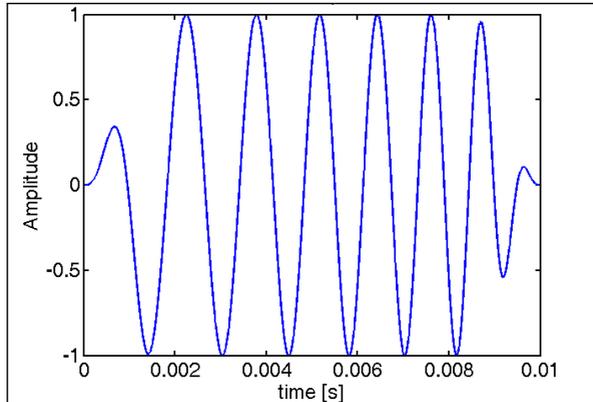


Abbildung 7: Linearer Sweep (500 Hz - 1 kHz; 0,01 s)

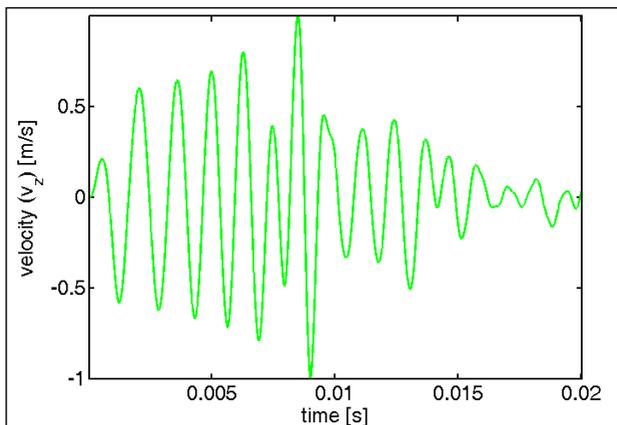


Abbildung 8: Empfangssignal aus der Simulation

Um die Pfahlfußreflexion aus den simulierten Empfangssignalen zu ermitteln, wurde die o.g. Methode der Dekonvolution angewendet. Die ermittelten Ergebnisse sind in Abbildung 9 dargestellt. Dabei ist die Pfahlfußreflexion deutlich erkennbar. Bei Verwendung einer Longitudinalwellengeschwindigkeit im Pfahl von 4000 m/s und unter Berücksichtigung einer Laufzeit der Welle für die zweifache Pfahlänge, ergibt sich die Pfahlfußreflexion bei 0,0055 s und spiegelt damit die korrekte Länge von 11 m der verwendeten Pfahlgeometrie wieder.

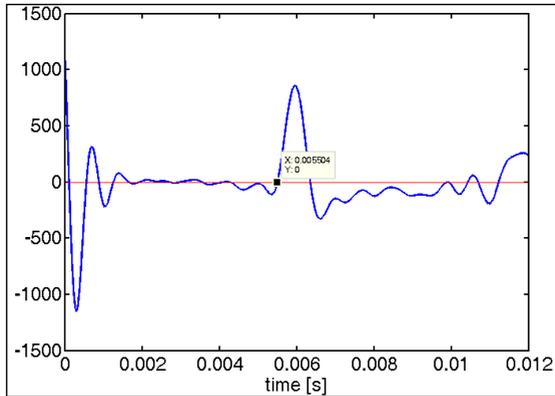


Abbildung 9: Simulationsergebnis der Dekonvolution für einen intakten Pfahl nach Anregung durch einen linearen Sweep (500 Hz – 1 kHz, 0,01 s).

Ein Sweep mit den gleichen Eigenschaften wurde für die Simulation an einem beschädigten simulierten Pfahl verwendet. Die simulierte Pfahlgeometrie kann der Abbildung 10 entnommen werden. Die Fehlstelle befindet sich in einer Tiefe von 3,9 m und ist in Form einer 0,2 m tiefen Einkerbung (knapp 40 % Querschnittsverlust) modelliert. Die sonstigen Modellparameter entsprechen denen aus Tabelle . Unter Verwendung des gleichen Sweepsignals wie vorher (Abbildung 7) wurde das in Abbildung 11 dargestellte Empfangssignal berechnet. Nach Anwendung der Dekonvolution erhält man die in Abbildung 12 gezeigte Impulsantwort. Aus den Ergebnissen wird deutlich, dass sowohl die Pfahlfußreflexion bei 0,0055 s als auch die Fehlstelle bei einer Laufzeit von 0,0017 s klar ersichtlich sind. Bei einer Longitudinalwellengeschwindigkeit von 4000 m/s entspricht dies einer Tiefe von 3,4 m. Die Abweichung vom Modell erklärt sich aus der Überlagerung mit dem Quellsignal, die noch nicht vollständig beseitigt werden konnte.

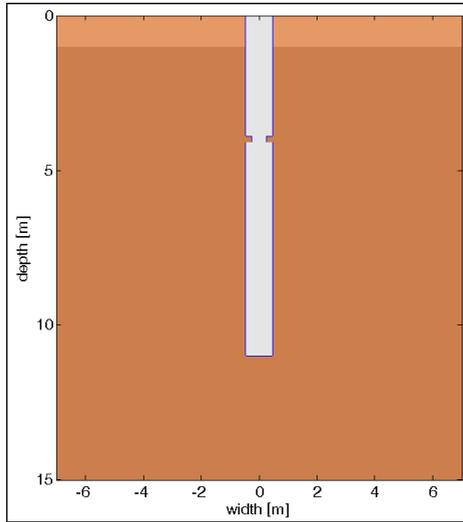


Abbildung 10: Modell eines defekten Pfahls im Boden. Fehlstelle bei 3,9 m Tiefe.

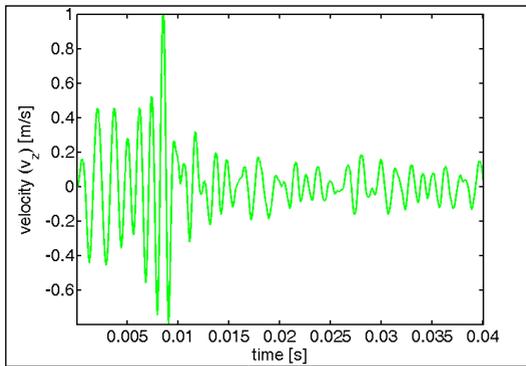


Abbildung 11: Simuliertes Empfangssignal

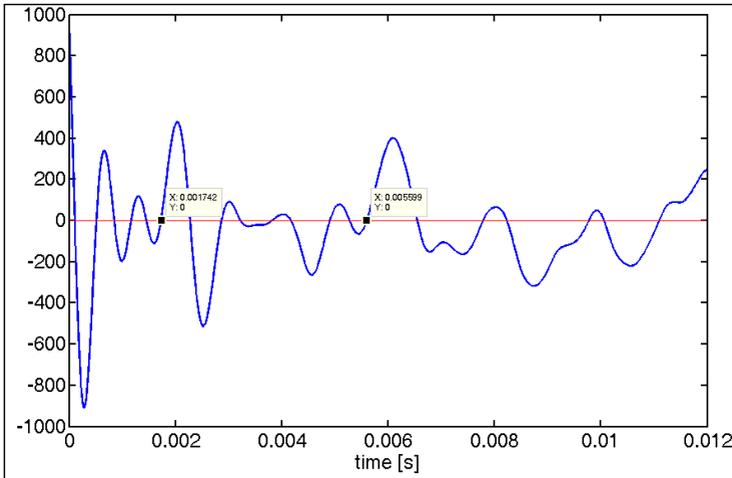


Abbildung 12: Simulationsergebnis der Dekonvolution an einem beschädigten Pfahl nach Anregung durch einen linearen Sweep (500 Hz – 1 kHz, 0,01 s)

### 3 Mehrkanalmessung

Bei der Prüfung von Pfählen bei fortgeschrittenem Bauzustand oder im Bestand hat die klassische Low-Strain Prüfung nur in Einzelfällen Erfolg (KLINGMÜLLER & KIRSCH, 2004). Reflexionen der Wellen aus der aufliegenden Fundamentstruktur (Kopfbalken, Platte) oder der aufgehenden Struktur können Reflexionen vom Pfahlfuß oder etwa vorhandenen Fehlstellen überlagern und zu Fehlinterpretationen führen. Als Alternative stehen bohrlochbasierte Messverfahren wie die Parallel-Seismik-Methode (z. B. NIEDERLEITHINGER 2012) oder die Induktionsmethode (z. B. OLSON & AOUAD, 2001) zur Verfügung. Durch die Kosten für das Bohrloch parallel zum Pfahl sind diese aber nicht immer wirtschaftlich.

Seit längerer Zeit schon wird im Einzelfall auch das Mehrkanalverfahren (engl. „Ultraseismic“, OLSON & AOUAD, 2001) eingesetzt. Die Idee ist, dass mit übereinander am Pfahl angeordneten Sensoren entschieden werden kann, ob bestimmte Wellen aus Richtung Pfahlfuß oder aus der aufgehenden Struktur stammen.

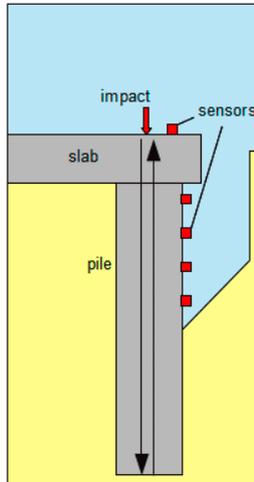


Abbildung 13: Prinzip der Mehrkanal-Pfahlprüfung

Wie bei der klassischen Methode, wird die Stoßwelle mit einem instrumentierten Hammer erzeugt. Die Sensoren werden entweder in den Pfahl eingeflexte Kerben angebracht oder – deutlich weniger aufwändig – an den Pfahl geschraubt. Die Messspuren für die einzelnen Sensoren werden übereinander abhängig von der Sensoreinbautiefe aufgetragen (Abbildung 14 links). Aus den Einsatzzeiten der ablaufenden Welle kann die sonst meist unbekannte Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ermittelt werden. Ferner kann die sich abwärts ausbreitende Welle von der aufwärts ausbreitenden Stoßwelle unterschieden werden. Die Positionierung und Montage der Sensoren am Pfahlschaft hängt meistens von den örtlichen Gegebenheiten, wie Zugänglichkeit sowie Testanforderungen ab. Erfahrungsgemäß sollte die minimale durch die Sensoren abgedeckte Strecke nicht weniger als 1 m, besser 2 m betragen, da sich sonst die Ersteinsätze der Wellen bei den Sensordaten nur sehr wenig unterscheiden.

Das Verfahren hat sich in einigen Anwendungsfällen bereits bewährt (OLSON & AOUAD, 2001). Für neue Fragestellungen ist die Anwendbarkeit aber stets zu prüfen.

Als Hilfe bei der Auswertung der Messungen kann eine Methode aus der geophysikalischen Explorationsseismik dienen. Dort setzt man eine von der Messgeometrie her ähnliche Methode ein (vertical seismic profiling, siehe z. B. HARDAGE 2000). Dabei wird zur

besseren Erkennung auflaufender Signale zunächst die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wie oben erklärt bestimmt. Anschließend werden die Signale der sich aufwärts ausbreitenden Stoßwelle unter Verwendung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Zeitbereich gemäß der jeweiligen Sensortiefe verschoben, um die potenziell ermittelten Einsätze auszurichten. Die verschobenen Signale werden aufsummiert, was zu einer Erhöhung der Amplitude der sich aufwärts ausbreitenden Welle und zu einer Minimierung der Amplituden der sich abwärts ausbreitenden aufgrund von Phasenunterschieden führt (Abbildung 14 rechts).

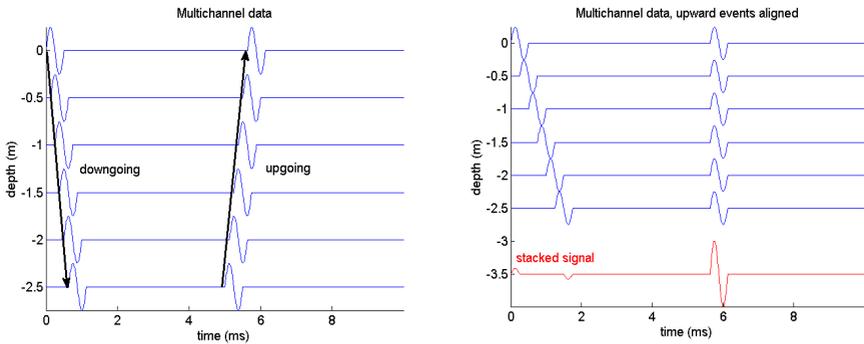


Abbildung 14: Links: Schematische Darstellung von Messspuren der Mehrkanalmethode.  
Rechts: Laufzeitkorrigierte und aufsummierte Messspuren

Das Messverfahren wurde von der BAM bereits an mehreren Anwendungsfällen getestet. Untenstehendes Beispiel stammt aus einem Nachnutzungsprojekt bei dem eine vorhandene Fundamentplatte samt darunterliegenden Pfählen für ein Krankenhausprojekt im Ausland genutzt werden sollte. Es gab hierbei Unterlagen zur Pfahllänge, die jedoch angezweifelt wurden. Erschwerend kam hinzu, dass zwischen Pfahlkopf und Platte Kapfen von bis zu 4 m Höhe betoniert worden waren. In der Regel mussten die Sensoren an der Kappe angebracht werden, da der hohe Grundwasserstand einen tieferen Aushub verhinderte (siehe Abbildung 15). Der Übergang zwischen Kappe und Pfahl ist aber aufgrund des Material- und Dimensionswechsels für die Stoßwelle der Integritätsprüfung ein Impedanzsprung, der Reflektionen auslöst, die wiederum das Fußecho überlagern können. Immerhin bei 20 von 28 Pfählen konnte aber ein Fußecho lokalisiert werden und bis

auf eine einzige Ausnahme die Pfahlänge nach Aktenlage bestätigt werden. Abbildung 16 zeigt ein Beispielergebnis. Die Messspuren zeigen insbesondere am Beginn nach dem Impulseinsatz ein starkes „Nachschwingen“, wohl ein Effekt der hier etwa 2 m starken Pfahlkappe. In allen Spuren ist eine Reflektion mit zu der vermuteten Pfahlänge von hier 14 m passenden Laufzeit erkennbar. Aus den Ersteinsatzzeiten für die verschiedenen Tiefen wurde eine Wellengeschwindigkeit von etwa 4000 m/s bestimmt, die streng genommen natürlich nur für die Kappe gilt. In anderen Messungen direkt am jeweiligen Pfahl wurde der Wert aber bestätigt. Mit dieser Geschwindigkeit wurden die Messspuren laufzeitkorrigiert (unten in Abbildung 16) und aufsummiert (rote Messspur ganz unten). Hierdurch wird der Fußreflex verstärkt und lässt sich deutlicher identifizieren.

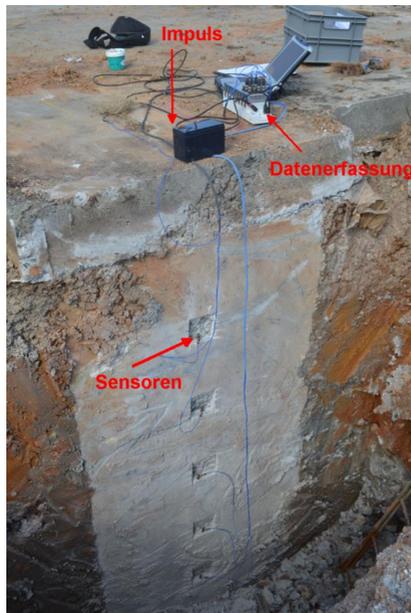


Abbildung 15: Mehrkanalmessung mit Sensoren an der Pfahlkappe

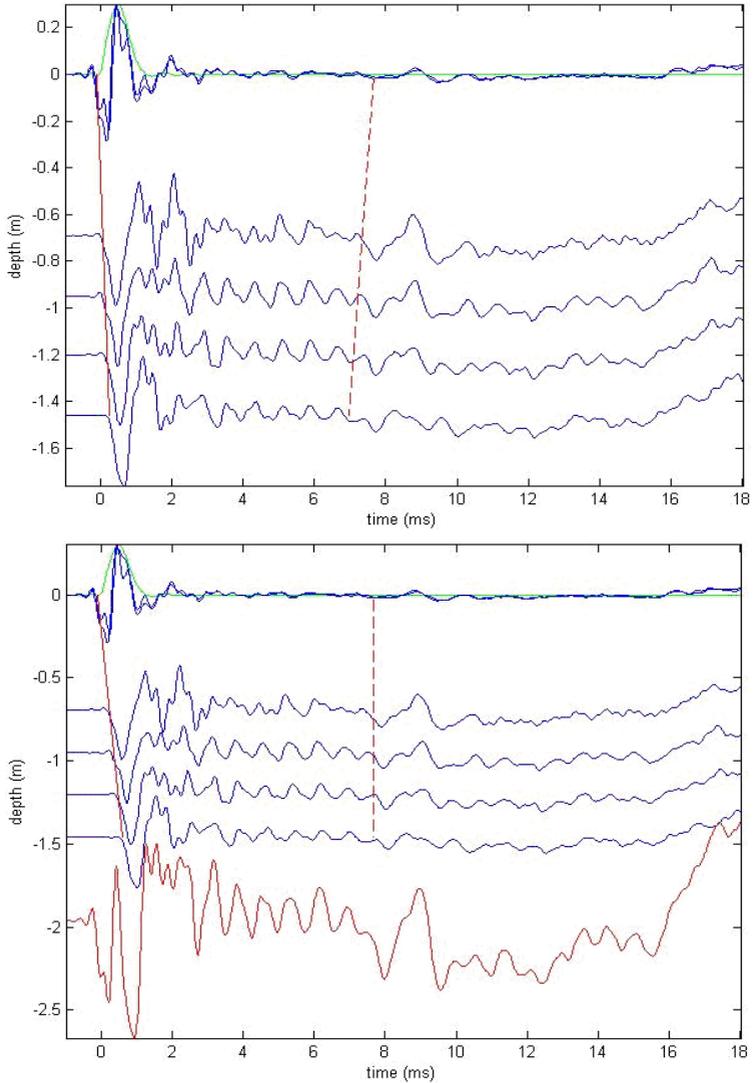


Abbildung 16: Mehrkanalmethode Beispiel 1. Oben: Messspuren.

Unten: Laufzeitkorrigierte und aufsummierte Messspuren.

Rot gestrichelt: erwartete Einsatzzeit des Fußechos.

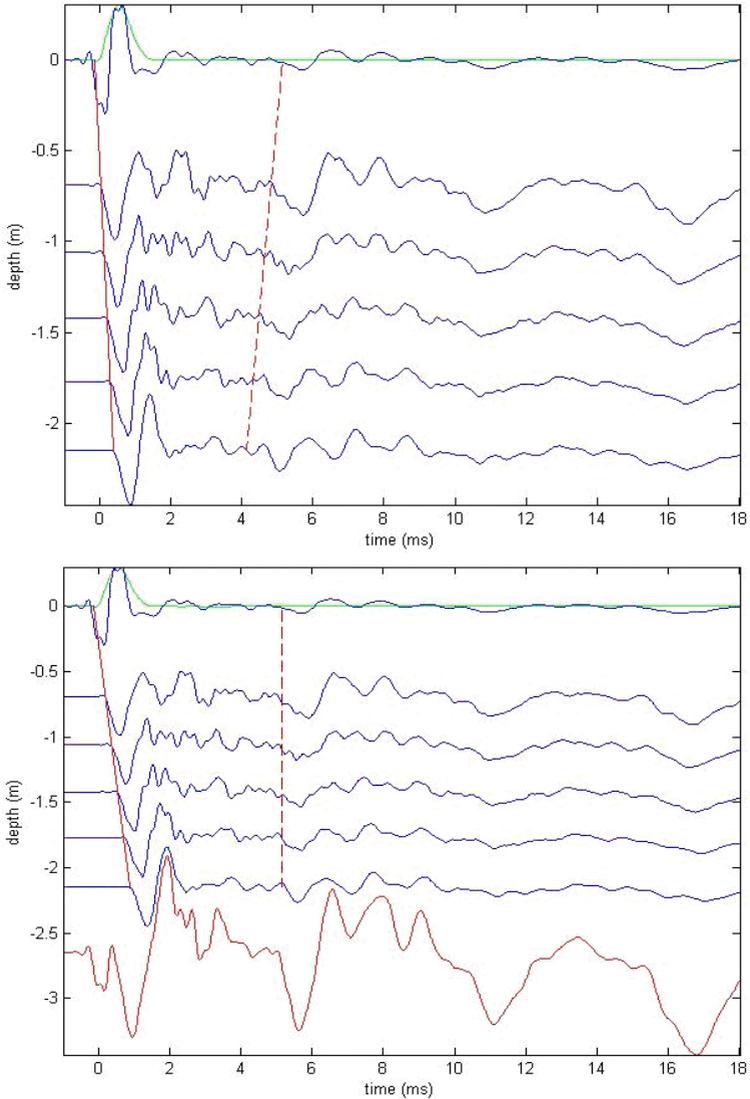


Abbildung 17: Mehrkanalmethode Beispiel 2: Links: Messspuren.

Rechts: Laufzeitkorrigierte und aufsummierte Messspuren.

Rot gestrichelt: erwartete Einsatzzeit des Fußechos.

Abbildung 17 zeigt die Messergebnisse von einem weiteren, etwas kürzeren Pfahl der gleichen Baustelle. Hier ist in den unbearbeiteten Messspuren das Fußecho nicht eindeutig zu erkennen. Die laufzeitkorrigierte Überlagerung zeigt das Fußecho sehr viel deutlicher und belegt auch, dass es sich bei den Signalen wirklich um ein von unten (also vom Fuß) auflaufende Welle handelt.

#### **4 Zusammenfassung und Ausblick**

Die beiden in dieser Arbeit dargestellten Beispiele zeigen, dass sich die Low-strain-Pfahlintegritätsprüfung noch über den bisherigen, schon sehr erfolgreichen Stand hinaus entwickeln kann. Der Einsatz von Vibratortechnik und passender mathematischer Methoden bietet das Potential, Prüfungen auch unter bisher nicht lösbaren Randbedingungen durchzuführen. Dazu gehören sehr schlanke Pfähle und Messungen bei hohem Störpegel. Der erhöhte Mess- und Auswerteaufwand ist jedoch im Einzelfall gegenüber dem erzielbaren Erfolg abzugleichen. Apparativ müssen noch Entwicklungsarbeiten geleistet werden, um einen einfachen und zuverlässigen Einsatz in der Praxis zu ermöglichen.

Die Messung mit mehreren Sensoren entlang des Pfahls kann schon heute in der Praxis eingesetzt werden. In vielen Fällen lassen sich damit auch Messungen an Pfählen im Bestand durchführen, bei denen die konventionelle Pfahlprüfung aufgrund von überlagernden Signalen aus der aufgehenden Struktur versagt.

#### **Literatur**

**DGGT AK 2.1;** Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle), 2. Auflage. *Ernst & Sohn, Berlin, 2012.*

**B. A. Hardage;** Vertical seismic profiling: principles: third updated and revised edition. *New York, Pergamon, Seismic Exploration, v. 14, 552 p.*

**B. Hertlein; A. Davis;** Nondestructive Testing of Deep Foundations. *Wiley & Sons, 2006.*

**O. Klingmüller; F. Kirsch;** A quality and safety issue for cast-in-place piles 25 years of experience with low-strain integrity testing in Germany: From scientific peculiarity to day-

to-day practice. *Current Practice and Future Trends in Deep Foundations, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication No. 125, 2004, S. 202-221.*

**E. Niederleithinger;** *Numerical Simulation of low strain dynamic pile tests, The 8<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Lisbon, 2008.*

**E. Niederleithinger;** Optimization and Extension of the Parallel-Seismic Method. *Soils & Foundation, v. 52, n. 6, pp. 1093–1101. doi: 10.1016/j.sandf.2012.11.023.*

**L. D. Olson; M. F. Aouad;** Unknown Subsurface Bridge Foundation Testing. *National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board National Research Council, 2001.*

**F. Schubert;** *Time domain modeling of axisymmetric wave propagation in isotropic elastic media with CEFIT- Cylindrical Elastodynamic Finite Integration Technique, Journal of Computational Acoustics, Vol. 9, No. 3, 1127-1146, 2001.*

**S. W. Smith;** *The Scientist and Engineer's Guide to Digital Signal Processing, California Technical Publishing, 1997.*

#### Autoren

---

Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger

ernst.niederleithinger@bam.de

Dipl.-Ing. Jens-Peter Ertel

jens-peter.ertel@bam.de

Maria Grohman, M. sc.

maria.grohmann@bam.de

Dipl.-Ing. Rüdiger Feldmann

ruediger.feldmann@bam.de

BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

Fachbereich 8.2

www.bam.de

Unter den Eichen 87, 12205 Berlin

Tel.: 030 8104-1449



### **Tragfähigkeitsprüfungen (PDA<sup>®</sup>, CAPWAP<sup>®</sup>)**

- mit Hilfe der dynamischen Messmethode (on-, near- und offshore)
- Durchführung und Auswertung von statischen Probelastungen

### **Rammpbarkeitsanalysen (WEAP<sup>®</sup>)**

### **Integritätsprüfungen von Pfählen (PIT<sup>®</sup>)**

- nach der ‚Low-Strain‘ / ‚High-Strain‘ - Methode
- nach der Ultraschallmethode (‘Cross-Hole‘)

### **Schwingungsmessung und Untersuchung**

- Gebäude-, Anlagen- und Menschenbelastungen gem. DIN 4150

### **Bauwerksüberwachungen**

- (Monitoring von Bewegung, Neigung, etc.)

### **Lärm- bzw. Schallmessungen**

### **Betonüberdeckungsmessung + Bewehrungsnachweis**

- mit Hilfe von FERROSCAN<sup>®</sup>
- Radarscan

### **Betondickenmessung**

- Impuls-Reflexions- und Ultraschallmessverfahren

### **Dynamische Betonqualitätsprüfung**

- Ultraschallverfahren, Rückprallhammer etc.

### **Bohrlochdetektor**

- zum Auffinden von Stahl und Eisen in größeren Tiefen (z.B. Spundwandlängenermittlung)

### **Ultraschallwanddickenmessung**

- für Stahl, Aluminium und einige Kunststoffe

### **Dynamische Plattendruckversuche**

### **Feuchtigkeitsmessung (Mikrowelle)**

### **Thermografie und Thermoanalytik**

### **Nachweis der Gebäudedichtheit (BlowerDoor<sup>®</sup>)**

### **Gebäude-Energieberatung**

### **Weitere mobile Geräte für**

- Detektion von radioaktiver und elektromagnetischer Strahlung
- Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung (Luft/Wände), Endoskopie etc.

### **Kalibrierung**

- Schwingungs-, Dehnungs- und Wegmesswertaufnehmer

### **Sonderlösungen**

- Erarbeitung von speziellen Messkonzepten und praktische Umsetzung in enger Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber

*Nord*

24782 Büdelsdorf  
Tel. 04331-43755-0  
Fax 04331-43755-22

[www.dmt-ingenieure.eu](http://www.dmt-ingenieure.eu)

*Süd*

71665 Vaihingen (Enz)  
Tel. 07042-7073  
Fax 07042-7074



# **Statische und dynamische Pfahlprobelastungen zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit von Holzpfählen**

Armin Steurer, Dietmar Adam

Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Österreich

## **1 Einleitung**

Der Holzpfahl gilt bei entsprechenden Randbedingungen als ein sehr langlebiges Fundierungselement. In den letzten Jahrzehnten verlor der Holzpfahl als Fundierungselement von Ingenieurbauwerken zunehmend an Bedeutung und wurde durch andere Pfahltypen, wie zum Beispiel vom mantelverpressten Duktilpfahl, verdrängt. Mit dem schwindenden Einsatz des Holzpfahles ging auch ein Verlust über das Wissen der Einbringung und der Tragfähigkeit einher.

Im Zuge der Errichtung von Durchlassbauwerken des Rückhaltebeckens Steingraben, Güssing im Südburgenland, Österreich, kamen Holzpfähle als Fundierungselement zur Ausführung. Da die aktuelle Normung keine Angaben zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Holzpfählen auf Basis von Bodenkennwerten beinhaltet, erfolgte die Dimensionierung der Pfahlfundierung auf Basis von 5 statischen Probelastungen, deren Ergebnisse im vorliegenden Beitrag angeführt sind.

Weiters wurde auf Basis von dynamischen Probelastungen, welche im Vergleich zu statischen Probelastungen mit einem wesentlich geringeren Aufwand verbunden sind, ein effizientes und zugleich einfaches Verfahren zur Beurteilung der äußeren Tragfähigkeit von Holzpfählen entwickelt. Dieses Verfahren beruht auf einer eigens konzipierten Messramme. Die Auswertung der dynamischen Probelastungen erfolgt mittels Rammformeln. Schlussendlich wird die Eignung des entwickelten Verfahrens durch Vergleiche zwischen den Ergebnissen der statischen und der dynamischen Probelastungen beurteilt.

### **1.1 Allgemeine Angaben zum Projekt**

Im Zuge von Hochwasserschutzmaßnahmen wurde in Güssing ein Rückhaltebecken am Zickenbach in Steingraben errichtet. Dieses beinhaltet die beiden Durchlassbauwerke „Zickenbach“ und „Teichgraben“.



Abbildung 1: Fertiggestellte Durchlassbauwerke des Rückhaltebeckens

In Tabelle 1 sind die angetroffenen Untergrundverhältnisse im Überblick beschrieben.

Tabelle 1: Untergrundverhältnisse

Tiefe ab Baugrubensohle	Beschreibung Untergrund
0,00 m ÷ 5,00 m	Schluff, teilweise organisch und tonig, weich
5,00 m ÷ 7,40 m	Feinkies, mitteldicht
ab 7,40 m	Schluff, sandig, halbfest

Es wird angenommen, dass für die Holzpfähle mit einer maximalen Länge von 11,0 m die mitteldicht gelagerte Feinkieschicht mit einer Mächtigkeit von 2,4 m für die äußere Tragfähigkeit maßgebend ist.

## 2 Statische Pfahlprobelastungen

### 2.1 Beschreibung des Testfeldes und der Versuchsdurchführung

Die statischen Probelastungen wurden an 5 Probepfählen durchgeführt. Diese Holzpfähle wurden in die Baugrube des Durchlassbauwerks Zickenbach eingebracht. Die Einbringung der Pfähle erfolgte durch einen am Hydraulikbagger angebrachten Schnellschlaghammer, welcher die Pfähle mit mehreren Schlägen je Sekunde in den Untergrund rammt. Die Pfähle besitzen einen Pfahldurchmesser von 0,32 m ÷ 0,35 m und binden 9,5 m ÷ 10,0 m in den Untergrund ein. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Einbindung der Probepfähle in die für die äußere Tragfähigkeit maßgebende Feinkies-

schichte entsprechend gegeben ist. Der Zeitraum zwischen der Einbringung und der statischen Pfahlprüfung betrug ca. 2 Wochen.

Die statische Probelastung erfolgte mit einer kraftgesteuerten Presse. Als Vorlast wurde eine Kraft von 30 kN gewählt. Diese Last diente zur Gewährleistung eines kraftschlüssigen Kontaktes der Presse mit dem Pfahl einerseits und dem Widerlager andererseits. Anschließend wurde in Schritten von 100 kN die Pfahllast auf das zu erwartende Gebrauchslastniveau von 400 kN gesteigert. Diese Laststufe wurde über eine Zeitdauer von 60 min aufrechterhalten. Danach folgte eine Entlastung bis zur Vorlaststufe von 30 kN. Die anschließende Wiederbelastung bis auf 400 kN diente zur Ermittlung des elastischen Pfahlverformungsverhaltens. Darüber hinaus wurde der Pfahl in Lastschritten von 100 kN bis zum Versagen belastet. Die Messung der Pfahlsetzungen erfolgte mittels vier Messuhren mit kontinuierlicher und digitaler Messwerterfassung.

Die Widerlagerkonstruktion der Presse bestand im Wesentlichen aus mehreren massiven Stahlträgern mit einem Eigengewicht von rund 300 kN. Das Widerlager wurde über 4 Zugpfähle aus Holz im Untergrund verankert (siehe Abbildung 2).



Abbildung 2: Übersicht zur Widerlagerkonstruktion der statischen Pfahlprobelastungen

## 2.2 Messergebnisse und Auswertung der statischen Probelastungen

Aus den Kraft – Setzungslinien der Pfähle wurde der charakteristische Druckwiderstand  $R_c$  je Pfahl ermittelt und in weiterer Folge auf Basis der ÖNORM B 1997-1 (EC 7) der Bemessungswert der Tragfähigkeit  $R_{c;d,stat}$  der Holzpfähle bestimmt (siehe Tabelle 2).

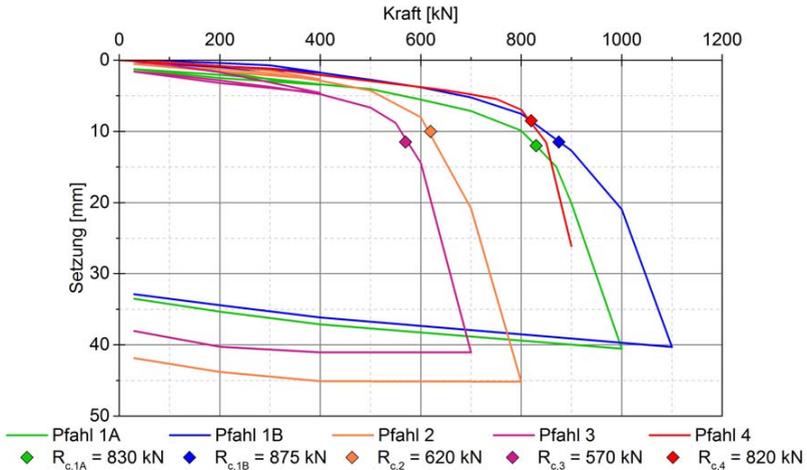


Abbildung 3: Kraft – Setzungslinien je Pfahl der statischen Probelastungen

Tabelle 2: Ergebnisse der statischen Probelastungen

Pfahl	Durchmesser [m]	Einbindetiefe [m]	$A_S^{1)}$ [m <sup>2</sup> ]	$R_c$ [kN]	$\frac{R_c}{A_S}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{c;d,stat}$ [kN]
1A	0,32	9,5	9,55	830	87	518
1B	0,32	9,5	9,55	875	92	
2	0,32	9,5	9,55	620	65	
3	0,35	10,0	11,00	570	52	
4	0,34	10,0	10,68	820	77	

<sup>1)</sup> Mantelfläche (Produkt aus Einbindetiefe und Pfahlumfang)

### 3 Dynamische Pfahlprobelastungen

Im Zuge der dynamischen Pfahlprobelastungen sollte die Funktion der konzipierten Messramme überprüft und ein möglichst einfaches Verfahren für die Beurteilung der äußeren Tragfähigkeit der Holzpfähle entwickelt werden.

#### 3.1 Beschreibung des Testfeldes und der Versuchsdurchführung

Die dynamischen Pfahlprobelastungen wurden auf einem eigenen Testfeld durchgeführt. Dieses befand sich unmittelbar neben den beiden hergestellten Durchlassbauwerken. Die Baugrubensohle des Testfeldes war niveaugleich mit jenem der statischen Probelastungen. Für die Montage der Messtechnik wurde eine Messbrücke seitlich der Holzpfähle angeordnet.

Die Einbringung der Pfähle erfolgte gleich wie bei den Pfählen der statischen Probelastungen. Insgesamt wurden 4 Holzpfähle im Probefeld eingebracht. Die Einbindetiefe der Probepfähle beträgt 5,9 m ÷ 6,0 m und es kann davon ausgegangen werden, dass die Pfähle in die für die äußere Tragfähigkeit maßgebende Feinkiesschicht entsprechend einbinden. Die Holzpfähle wurden in einer Flucht mit einem Abstand von 2,5 m eingerammt. Die dynamischen Probelastungen wurden an den Pfählen 1, 2 und 4 durchgeführt. Pfahl 3 wurde aufgrund von zeitlichen Gründen und eines vergleichbaren Pfahldurchmessers mit den Pfählen 1 und 2 nicht untersucht. Angaben zur Einbindetiefe, Geometrie sowie zur Masse der jeweiligen Pfähle sind in Tabelle 3 enthalten.

Tabelle 3: Angaben zur Einbindetiefe, Geometrie sowie zur Masse der Pfähle der dynamischen Probelastungen

Pfahl	Durchmesser [m]	Länge [m]	Einbindetiefe [m]	Dichte [kg/m <sup>3</sup> ]	Masse Holz Pfahl [kg]
1	0,24	9,5	6,0	500	212
2	0,26	8,5	6,5	500	230
4	0,34	6,9	5,9	500	313

#### 3.2 Beschreibung der Messramme und deren Funktionsweise

Die Messramme besteht aus dem Rammbären, vier Führungsstangen und einer Montagevorrichtung für die Befestigung am Pfahl. Der Rammbär besitzt ein Gewicht von 10,87 kN.

Die Stahlkonstruktion für die Montage am Pfahl sowie für die Führung des Rammjärens besitzt ein Gewicht von 1,63 kN und ist Teil des Pfahlgewichtes. Die Fallhöhe des Rammjärens kann stufenlos bis zu maximal 1,0 m variiert werden.

Für die Ausführung eines Stoßes wird eine am Rammjäre fixierte Kette mit dem Ausleger eines Hydraulikbaggers verbunden, welcher den Rammjäre in die entsprechende Höhe (= Fallhöhe  $h$ ) zieht. Anschließend wird die Kette ausgeklinkt, der Rammjäre fällt auf den Holzpfahl und der Rammjäre prallt nach dem Stoß zurück. Bei Erreichen der Rückprallhöhe  $h_R$  fällt dieser erneut auf den Holzpfahl und kommt auf diesem zu liegen. Es wird daher jeder Stoß zumindest als Doppelstoß ausgeführt.

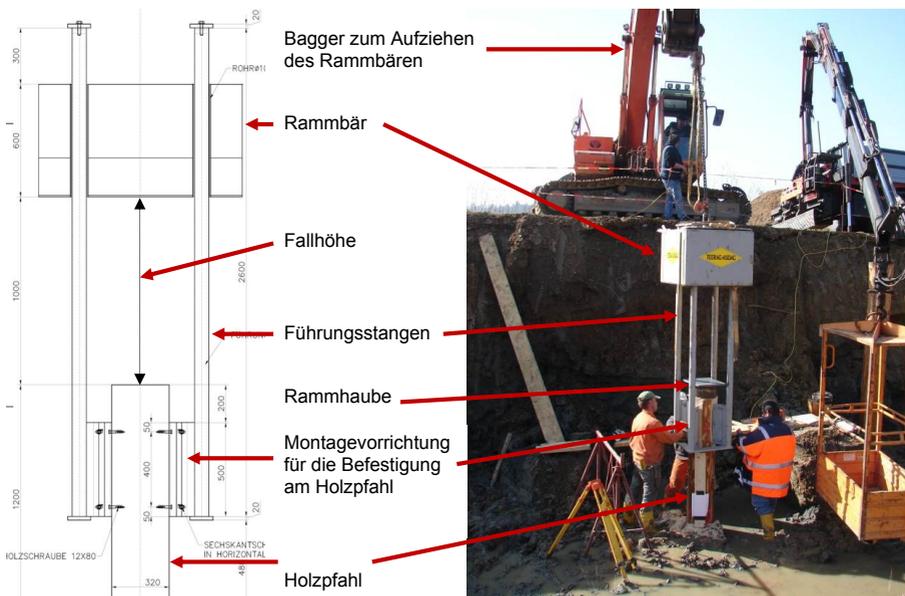


Abbildung 4: Messramme bestehend aus Rammjäre, Führungsstange und Montagevorrichtung am Holzpfahl

### 3.3 Grundlagen für die Auswertung

Die Auswertung der dynamischen Pfahlprobelbelastungen erfolgte mithilfe von einfachen Rammformeln, deren Grundlagen nachfolgend beschrieben werden.

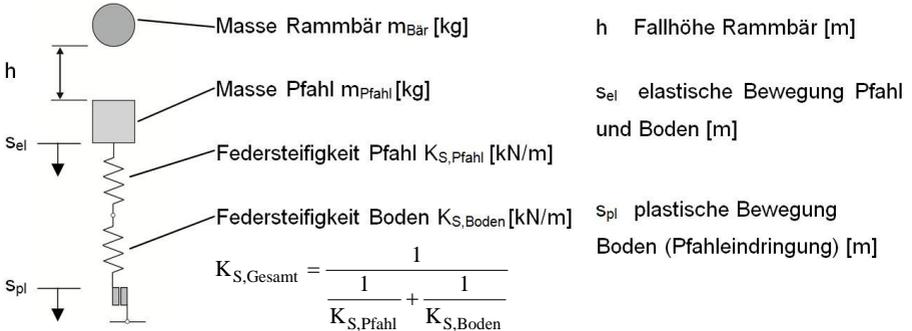


Abbildung 5: Modell zur Herleitung der Rammformeln

Die Berechnung der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  zufolge eines Stoßes erfolgt gemäß Schenck Abbildung 5 unter Berücksichtigung des Wirkungsgrades  $C$  mit folgender Gleichung (SCHENCK, 1951):

$$Q_{dyn} = \frac{C \cdot m_{Bär} \cdot g \cdot h}{s_{pl} + \frac{1}{2} \cdot s_{el}} \quad (1)$$

Die Herleitung von Gleichung (1) für die Bestimmung der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  aus dem Rammvorgang beruht auf dem Energieerhaltungssatz (potenziellen Energie des Rammbaren und Arbeit der Pfahlreaktionskraft).

Für die Berechnung der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  gemäß Gleichung (1) sind folgende Parameter notwendig:

- Wirkungsgrad  $C$  des Stoßes
- Masse Rammbar  $m_{Bär}$
- Fallhöhe  $h$  des Rammbaren
- Erdbeschleunigung  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- elastische Pfahlbewegung  $s_{el}$  zufolge des Stoßes
- plastische Pfahlbewegung  $s_{pl}$  zufolge des Stoßes

Grundlage für die Ermittlung des Wirkungsgrades C ist die Stoßziffer k, welche sich aus den Geschwindigkeitsdifferenzen des Rammjärens und des Pfahles vor und nach dem Stoß ergibt:

$$k = \frac{v''_{\text{Pfahl}} - v''_{\text{Bär}}}{v'_{\text{Bär}} - v'_{\text{Pfahl}}} \quad (2)$$

$v'_{\text{Bär}}$  Geschwindigkeit Bär vor dem Stoß

$v'_{\text{Pfahl}}$  Geschwindigkeit Pfahl vor dem Stoß ( $v'_{\text{Pfahl}} = 0 \text{ m/s}$ )

$v''_{\text{Bär}}$  Geschwindigkeit Bär nach dem Stoß

$v''_{\text{Pfahl}}$  Geschwindigkeit Pfahl nach dem Stoß

Die Geschwindigkeit des Rammjärens vor dem Stoß ist von der Fallhöhe h abhängig und wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$v'_{\text{Bär}} = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (3)$$

Wie im Kapitel 3.2 erwähnt, wird jeder Stoß im Zuge der dynamischen Pfahlprobelastungen als Doppelstoß ausgeführt. Dies bedeutet, dass sich nach dem ersten Stoß die Bewegungsrichtung des Järens umkehrt und mit der Geschwindigkeit  $v''_{\text{Bär}}$  zurückprallt. Beim Erreichen der Rückprallhöhe  $h_R$  fällt dieser erneut auf den Pfahl (Doppelstoß). Die Zeitdauer dieser einmaligen Auf- und Abwärtsbewegung entspricht der Schwebezeit  $\Delta t_R$  des Rammjärens. Daraus kann die Rückprallhöhe  $h_R$  abgeleitet werden, aus welcher sich in weiterer Folge die Geschwindigkeit  $v''_{\text{Bär}}$  berechnen lässt. Das negative Vorzeichen in Gleichung (5) ergibt sich aus der Aufwärtsbewegung des Järens unmittelbar nach dem ersten Stoß.

$$h_R = \frac{g \cdot \Delta t_R}{8} \quad (4)$$

$$v''_{\text{Bär}} = -\sqrt{2 \cdot g \cdot h_R} \quad (5)$$

Die Geschwindigkeit des Pfahles  $v''_{\text{Pfahl}}$  nach dem Stoß kann bei Kenntnis der Stoßziffer k gemäß Gleichung (6) berechnet oder wie im gegenständlichen Fall im Zuge der dynamischen Probelastungen mit Hilfe der eingesetzten Messtechnik bestimmt werden.

$$v''_{\text{Pfahl}} = v'_{\text{Bär}} \cdot \frac{m_{\text{Bär}} \cdot (1 + k)}{m_{\text{Bär}} + m_{\text{Pfahl}}} \quad (6)$$

Auf Basis von Gleichung (2) für die Stoßziffer k ergibt sich der Wirkungsgrad C zu:

$$C = \frac{m_{\text{Bär}} + k^2 \cdot m_{\text{Pfahl}}}{m_{\text{Bär}} + m_{\text{Pfahl}}} \quad (7)$$

Die potenzielle Energie des Rammbären  $V_{\text{Bär}}^0$  wird bestimmt aus der Masse des Rammbären  $m_{\text{Bär}}$  und der Fallhöhe  $h$ .

$$V_{\text{Bär}}^0 = m_{\text{Bär}} \cdot g \cdot h \quad (8)$$

Die Arbeit der Reaktionskraft des Pfahles setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der erste Anteil besteht aus einer elastischen („federnden“) Bewegung der Pfahloberkante ( $E_{\text{Feder}}$ ) und der zweite Anteil besteht aus einer plastischen Bewegung des Pfahles ( $E_{\text{pl}}$ ) in Axialrichtung. Aus der elastisch angenommenen axialen Bewegung des Pfahles, die sich aus der Federsteifigkeit des Pfahls  $K_{\text{S,Pfahl}}$  und der Federsteifigkeit des Bodens  $K_{\text{S,Boden}}$  ergibt, wird die Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$  folgendermaßen definiert:

$$Q_{\text{dyn}} = K_{\text{S,Gesamt}} \cdot s_{\text{el}} \quad \text{bzw.} \quad (9)$$

$$K_{\text{S,Gesamt}} = \frac{Q_{\text{dyn}}}{s_{\text{el}}} \quad (10)$$

Die Arbeit der elastischen Reaktionskraft des Pfahles  $E_{\text{Feder}}$  wird durch Integration der Gesamtfedersteifigkeit  $K_{\text{S,Gesamt}}$  über die Bewegung  $s_{\text{el}}$  berechnet:

$$E_{\text{Feder}} = \int_0^{s_{\text{el}}} Q_{\text{dyn}} \, dz = \int_0^{s_{\text{el}}} K_{\text{S,Gesamt}} \cdot z \, dz = \frac{1}{2} \cdot K_{\text{S,Gesamt}} \cdot s_{\text{el}}^2 \quad (11)$$

Die Arbeit zufolge der plastischen Reaktionskraft des Pfahles  $E_{\text{pl}}$  ergibt sich aus der Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$  und der plastischen Bewegung  $s_{\text{pl}}$  unter Annahme idealer Plastizität zu:

$$E_{\text{pl}} = Q_{\text{dyn}} \cdot s_{\text{pl}} \quad (12)$$

Die beiden Anteile der Arbeit der Reaktionskraft  $E_{\text{Feder}}$  und  $E_{\text{pl}}$  sind in Abbildung 6 dargestellt.

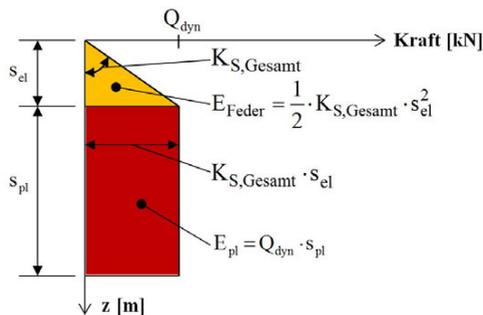


Abbildung 6: Darstellung der elastischen und plastischen Arbeit der Reaktionskraft

Im nächsten Schritt werden die beiden Anteile der Arbeit summiert und mit der potenziellen Energie des Rammbaren  $V_{\text{Bär}}^0$  gleichgesetzt (Energieerhaltungssatz):

$$V_{\text{Bär}}^0 = E_{\text{Feder}} + E_{\text{pl}} \quad (13)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (8), (11) und (12) in Gleichung (13) ergibt sich:

$$m_{\text{Bär}} \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} K_{\text{S,Gesamt}} \cdot s_{\text{el}}^2 + Q_{\text{dyn}} \cdot s_{\text{pl}} \quad (14)$$

Ersetzt man die Federsteifigkeit des Gesamtsystems  $K_{\text{S,Gesamt}}$  (Pfahl und Boden) in Gleichung (14) mit Gleichung (10), so erhält man:

$$m_{\text{Bär}} \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot Q_{\text{dyn}} \cdot s_{\text{el}} + Q_{\text{dyn}} \cdot s_{\text{pl}} \quad (15)$$

Durch die Einführung des Wirkungsgrades  $C$  des Rammstoßes für den realen Stoß (SCHENCK, 1954) wird Gleichung (15) erweitert zu:

$$C \cdot m_{\text{Bär}} \cdot g \cdot h = Q_{\text{dyn}} \cdot s_{\text{pl}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{\text{dyn}} \cdot s_{\text{el}} \quad (16)$$

Eine Vielzahl von Rammformeln lässt sich auf den oben angeführten Ansatz zurückführen. Daraus kann nun die dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$  des Pfahles in Abhängigkeit von den plastischen und elastischen Bewegungen während eines Rammstoßes ermittelt werden:

$$Q_{\text{dyn}} = \frac{C \cdot m_{\text{Bär}} \cdot g \cdot h}{s_{\text{pl}} + \frac{1}{2} \cdot s_{\text{el}}} \quad (17)$$

### 3.4 Messtechnik und Messstellen

Für die Messung der vertikalen Pfahlbewegungen  $s_{\text{el}}$  und  $s_{\text{pl}}$  wurde ein induktiver Wegaufnehmer mit einer Aufzeichnungsrate von 1 kHz gewählt. Der Wegaufnehmer war einerseits kraftschlüssig über einen Stahlwinkel mit dem Holzpfahl verbunden und andererseits über ein Formrohr an der Messbrücke befestigt (siehe Abbildung 7).

Für die Beurteilung der Beeinflussung der Wegmessung durch Schwingungen der Messbrücke wurden Beschleunigungssensoren an der Messbrücke angebracht.

Zur Kontrolle der vertikalen plastischen Pfahlbewegungen wurden entsprechende Messungen mit einem Nivelliergerät durchgeführt.

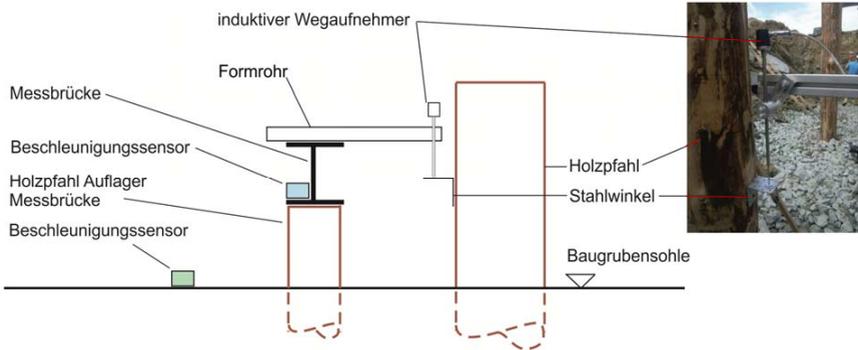


Abbildung 7: Ansicht zur Anordnung der eingesetzten Messtechnik

Weiters wurden die elastischen und plastischen Pfahlbewegungen auf eine antiquierte, aber einfache und zugleich effiziente Methode aufgezeichnet. Hierfür wurde ein glattes Holzbrett mit einem darauf fixierten Millimeterpapier am Pfahl angebracht. Vor dem Papier wurde ein Stativ zur Führung eines Bleistiftes aufgestellt. Zur Aufzeichnung der Pfahlbewegungen wurde während des Aufpralls des Rammhärens der Bleistift entlang des Tellers des Statives rasch gezogen. Diese Methode der Aufzeichnung der Pfahlbewegungen wird folgend als „händische“ Wegmessung bezeichnet.



Abbildung 8: Per Hand aufgezeichnete Pfahlbewegungen

### 3.5 Auswertung der dynamischen Pfahlprobelbelastungen

Insgesamt wurden an den 3 Pfählen (siehe Tabelle 3) jeweils mindestens 10 Stöße ausgeführt bzw. ausgewertet. Exemplarisch wird das in Abbildung 8 dargestellte Messsignal des induktiven Wegaufnehmers zufolge eines Stoßes ausgewertet und die dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  berechnet.

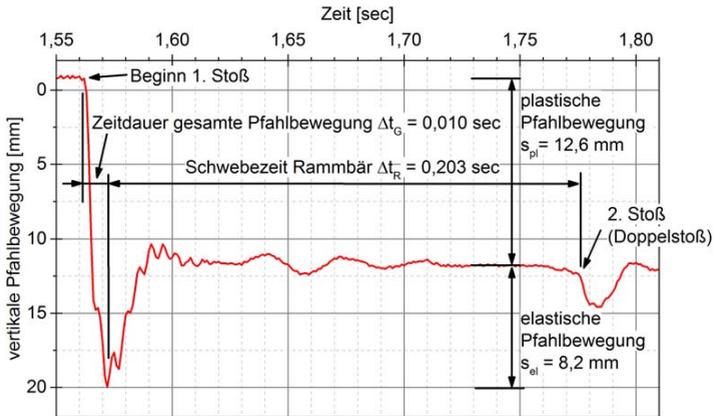


Abbildung 9: Messsignal des induktiven Wegaufnehmers für einen Stoß (exemplarisch)

Auf Basis des in Abbildung 8 dargestellten Messsignals wird folgend die dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  ermittelt.

Geschwindigkeit Bär vor dem Stoß (Fallhöhe  $h = 1,00$  m):

$$v'_{Bär} = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,0} = 4,429 \text{ m/s} \quad (18)$$

Rückprallhöhe Bär:

$$h_R = \frac{g \cdot \Delta t_R}{8} = \frac{9,81 \cdot 0,203}{8} = 0,051 \text{ m} \quad (19)$$

Geschwindigkeit Bär nach dem Stoß:

$$v''_{Bär} = -\sqrt{2 \cdot g \cdot h_R} = -\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,051} = -1,000 \text{ m/s} \quad (20)$$

Geschwindigkeit des Pfahles vor dem Stoß:

$$v'_{Pfahl} = 0 \text{ m/s} \quad (21)$$

Geschwindigkeit des Pfahles nach dem Stoß:

$$v''_{Pfahl} = \frac{s_{el} + s_{pl}}{\Delta t_G} = \frac{0,0082 + 0,0126}{0,010} = 2,082 \text{ m/s} \quad (22)$$

Stoßziffer k:

$$k = \frac{v''_{\text{Pfahl}} - v''_{\text{Bär}}}{v'_{\text{Bär}} - v'_{\text{Pfahl}}} = \frac{2,082 - (-1,000)}{4,429 - 0} = 0,70 \quad (23)$$

Wirkungsgrad C:

$$C = \frac{m_{\text{Bär}} + k \cdot m_{\text{Pfahl}}}{m_{\text{Bär}} + m_{\text{Pfahl}}} = \frac{1087 + 0,70^2 \cdot 393}{1087 + 393} = 0,86 \quad (24)$$

$$m_{\text{Pfahl}} = m_{\text{Holz}} + m_{\text{Montagevorrichtung}} = 230 + 163 = 393 \text{ kg} \quad (25)$$

Dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$ :

$$Q_{\text{dyn}} = \frac{m_{\text{Bär}} \cdot g \cdot h \cdot C}{s_{\text{pl}} + \frac{1}{2} \cdot s_{\text{el}}} = \frac{1087 \cdot 9,81 \cdot 1,00 \cdot 0,86}{0,0126 + \frac{1}{2} \cdot 0,0082} = 597772 \text{ N} \hat{=} 560 \text{ kN} \quad (26)$$

Für die Bestimmung der Stoßziffer und der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$  je Pfahl wurden stets die ersten 4 Stöße der jeweiligen Probelastung herangezogen (siehe Tabelle 4). In weitere Folge wurde für die Pfähle der Bemessungswert der Tragfähigkeit  $R_{\text{c,d,dyn}}$  nach ÖNORM EN 1997-1 bestimmt. Da Pfahl 4 einen deutlich größeren Pfahldurchmesser besitzt, wird dieser bei der Berechnung von  $R_{\text{c,d,dyn}}$  nicht berücksichtigt.

Tabelle 4: Ergebnisse der dynamischen Probelastungen (elektronische Wegmessung)

Pfahl	Durchmesser [m]	Einbindetiefe [m]	Masse Holz + Montagevorrichtung $m_{\text{Pfahl}}$ [kg]	$A_S$ <sup>1)</sup> [m <sup>2</sup> ]	Stoßziffer $k$ <sup>2)</sup> [-]	$Q_{\text{dyn}}$ <sup>2)</sup> [kN]	$R_{\text{c,d,dyn}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	0,24	6,0	375	4,52	0,62	491	270
2	0,26	6,5	393	5,31	0,68	593	
4	0,34	5,9	476	6,30	0,55	785	-
Mittelwert Stoßziffer:					0,62		

<sup>1)</sup> Mantelfläche (Produkt aus Einbindetiefe und Pfahlumfang)

<sup>2)</sup> abgeleitet aus dem Mittelwert der 4 Stöße je Pfahl

In Abbildung 10 werden die per Hand aufgezeichneten Pfahlbewegungen für einen Stoß exemplarisch angeführt und mit der elektronischen Aufzeichnung verglichen. Durch den Vergleich ist die gute Qualität der per Hand aufgezeichneten Pfahlbewegungen ersichtlich.

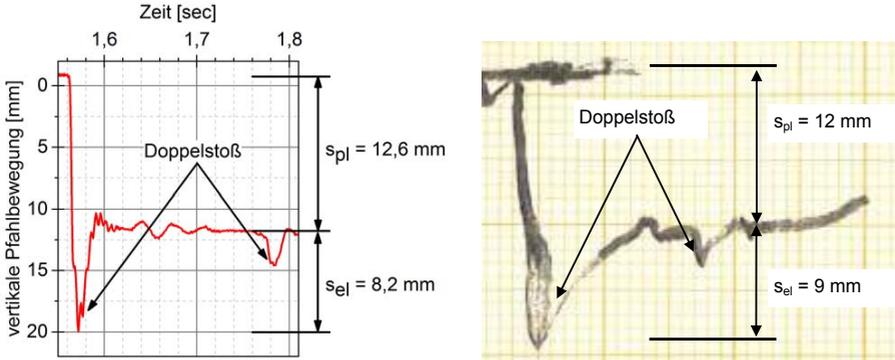


Abbildung 10: Vergleich zwischen der elektronischen (links) und der per Hand (rechts) aufgezeichnete Pfahlbewegungen

Auf Basis der händisch aufgezeichneten Pfahlbewegungen wurde ebenfalls die dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  berechnet. Da bei dieser Methode der Wegmessung die Ermittlung der Rückprallhöhe  $h_R$  und der Pfahlgeschwindigkeit nach dem Stoß  $v'_{PfaH}$  nicht möglich ist, wurde die Stoßziffer  $k$  gemäß den Angaben in der Literatur mit  $k = 0,4$  gewählt. Somit wird eine unabhängige Beurteilung der per Hand aufgezeichneten Wegmessung ermöglicht. Für die in Tabelle 5 angeführten dynamischen Eindringwiderstandskräfte  $Q_{dyn}$  wurde der Mittelwert aus den ersten 4 Stößen herangezogen. Beim Pfahl 1 war eine per Hand durchgeführte Aufzeichnung der vertikalen Pfahlbewegungen aufgrund der vergleichsweise großen horizontalen Pfahlbewegungen während der Stöße nicht möglich.

Tabelle 5: Ergebnisse der dynamischen Probelastungen (händische Wegmessung)

Pfahl	Durchmesser [m]	Einbindetiefe [m]	Masse Pfahl + Montagevorrichtung [kg]	$A_S$ <sup>1)</sup> [m <sup>2</sup> ]	Stoßziffer $k$ <sup>2)</sup> [-]	$Q_{dyn}$ [kN]
1	0,24	6,0	375	4,52	0,40	-
2	0,26	6,5	393	5,31	0,40	496
4	0,34	5,9	476	6,30	0,40	734

<sup>1)</sup> Mantelfläche (Produkt aus Einbindetiefe und Pfahlumfang)

<sup>2)</sup> Annahme gemäß Literatur

Ein Vergleich zwischen den beiden Methoden der Aufzeichnung der Pfahlbewegungen auf Basis der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  zeigt, dass im gegenständlichen Fall durch die händische Aufzeichnung aufgrund der willkürlichen Wahl der Stoßziffer  $k$  die dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  unterschätzt wird. Die Abweichung ist vergleichsweise gering.

### 3.6 Anwendungsgrenzen der händischen Wegmessung

Für die Berechnung der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  muss bei der händischen Wegmessung eine Annahme für die Stoßziffer  $k$  (Grundlage für die Bestimmung des Wirkungsgrades  $C$ ) getroffen werden. Auf Grund dieser Annahme ergibt sich die zuvor beschriebene Abweichung der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  (Unterschätzung von  $Q_{dyn}$  bei händischer Wegmessung). Nachfolgend wird der Einfluss der Stoßziffer  $k$  auf den Wirkungsgrad  $C$  in Abhängigkeit vom Verhältnis der Massen des Pfahles  $m_{Pfahl}$  und des Rammhärens  $m_{Bär}$  in Abbildung 11 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die Stoßziffer  $k$  bei verhältnismäßig kleinen Pfahlmassen einen geringen Einfluss auf den Wirkungsgrad  $C$  hat. Bei verhältnismäßig massebehafteten Pfählen hat die Stoßziffer  $k$  hingegen einen großen Einfluss auf den Wirkungsgrad  $C$ .

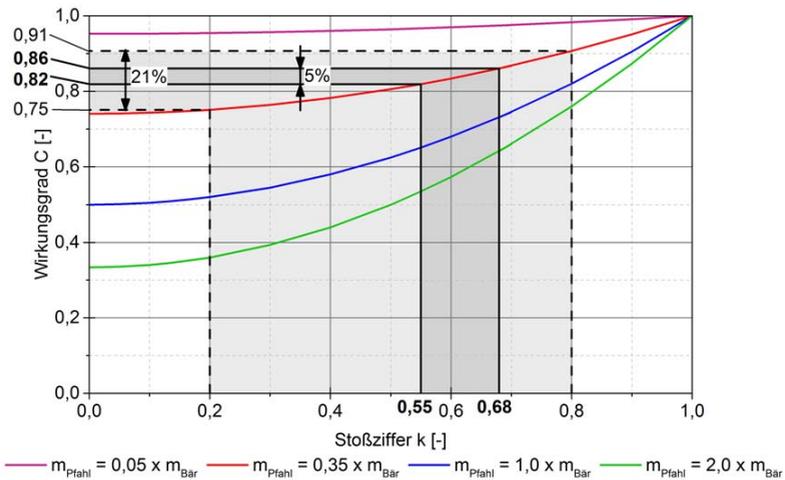


Abbildung 11: Zusammenhang zwischen Stoßziffer  $k$  und Wirkungsgrad  $C$  in Abhängigkeit vom Verhältnis der Massen des Pfahles  $m_{Pfahl}$  und des Rammhärens  $m_{Bär}$

Variiert man nun die Stoßziffer  $k$  von  $0,2 \div 0,8$  für ein Verhältnis der Masse des Pfahles (inkl. Ramme) zur Masse des Rammhärens von  $0,35$  ( $m_{\text{Pfahl}} : m_{\text{Bär}} = 380 : 1087 = 0,35$ ), ergibt sich eine Bandbreite des Wirkungsgrades  $C$  von  $0,75 \div 0,91$  (21% bezogen auf  $C = 0,75$ ). Aus den gegenständlichen Versuchsergebnissen resultiert eine Bandbreite der Stoßziffer  $k$  von  $0,55 \div 0,68$ . Wendet man diese Stoßziffern für das zuvor beschriebene Verhältnis der Massen zwischen Pfahl und Rammhär an, ergibt sich eine Bandbreite des Wirkungsgrades  $C$  von lediglich  $0,82 \div 0,86$  (5% bezogen auf  $C = 0,82$ ).

Somit ist im gegenständlichen Fall die händische Wegmessung (keine Ermittlung der Stoßziffer  $k$ ) für eine Pfahlmasse (inkl. der Masse der Messramme) von maximal rund 380 kg geeignet. Dies entspricht einem Masseverhältnis Pfahl (inkl. Ramme) zu Rammhär  $m_{\text{Pfahl}} / m_{\text{Bär}} \leq 0,35$ . Bei Verhältniszahlen  $\leq 0,35$  ist die mögliche Bandbreite des Wirkungsgrades  $C$  noch verhältnismäßig gering, sodass das Ergebnis innerhalb der üblichen Streubreite von unwägbaren Parametern liegt. Auf die Ermittlung der Stoßziffer  $k$  als Grundlage für die Bestimmung des Wirkungsgrades  $C$ , die mittels händischer Wegmessung nicht möglich ist, kann somit verzichtet werden.

Berücksichtigt man die Masse der Messramme von 163 kg, ergibt sich aus dem Verhältnis  $m_{\text{Pfahl}} / m_{\text{Bär}} = 0,35$  eine Masse des reinen Holzpfahles von 217 kg, welche bei einer Dichte des Holzes von  $500 \text{ kg/m}^3$  einem Holzpfahl mit einem Durchmesser von  $0,25 \text{ m}$  und einer Länge von  $8,8 \text{ m}$  entspricht.

Bei einer Pfahlmasse von größer 380 kg (inkl. Masse der Messramme) und bei Verwendung des Rammhärens mit einer Masse von 1087 kg sollte die elektronische Wegmessung angewendet werden. Dies entspricht einem Masseverhältnis Pfahl (inkl. Ramme) zu Rammhär  $m_{\text{Pfahl}} / m_{\text{Bär}} > 0,35$ . Bei Verhältniszahlen  $> 0,35$  ist die mögliche Bandbreite des Wirkungsgrades  $C$  bereits so groß, dass diese kein ausreichend genaues Ergebnis liefert und daher nicht mehr vernachlässigt werden sollte. Nur durch die elektronische Wegmessung (Doppelstoß) lässt sich die Stoßziffer  $k$  ermitteln, die wiederum Grundlage für die Bestimmung des Wirkungsgrades  $C$  ist. Die elektronische Wegmessung kann unabhängig vom oben angeführten Masseverhältnis grundsätzlich immer zur Anwendung kommen.

## 4 Vergleiche zwischen den Ergebnissen der statischen und dynamischen Probebelastungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der dynamischen Probebelastungen mit den Ergebnissen der statischen Pfahlprobebelastung verglichen.

### 4.1 Indirekte Beurteilung der dynamischen Probebelastungen

Eine direkte Korrelation des Bemessungswertes des Druckwiderstandes  $R_{c,d}$  zufolge der dynamischen und statischen Probebelastungen ist aufgrund der unterschiedlichen Pfahlgeometrien und der Lage der beiden Testfelder nicht möglich. Um jedoch die dynamische Pfahlprobebelastung mit der statischen Pfahlprobebelastung vergleichen zu können, wird der Bemessungswert  $R_{c,d,dyn}$  auf die mittlere Mantelfläche  $A_{s,mitt}$  der Pfähle 1 und 2 umgelegt. Dieser Vergleich dient in erster Linie als Anhaltspunkt für eine Beurteilung der dynamischen Probebelastung:

$$\frac{R_{c,d,dyn}}{A_{s,mitt}} = \frac{270}{\frac{1}{2} \cdot (4,52 + 5,31)} = 55 \text{ kN/m}^2 \quad (27)$$

Wird die oben angeführte Gleichung für die statische Probebelastung angewendet, ergibt sich für die Pfähle 1A, 1B, 2, 3 und 4 folgender Zusammenhang:

$$\frac{R_{c,d,stat}}{A_{s,mitt}} = \frac{518}{\frac{1}{5} \cdot (3 \cdot 9,55 + 11,00 + 10,68)} = 51 \text{ kN/m}^2 \quad (28)$$

Die Resultate der Gleichungen (27) und (28) liegen in derselben Größenordnung und bestätigen grundsätzlich die Anwendbarkeit der dynamischen Pfahlprüfung (für den gegenständlichen Fall).

## 5 Direkte Beurteilung der dynamischen Probebelastungen

Vor den statischen Probebelastungen der Pfähle 3 und 4 wurden an diesen Pfählen Stöße mit der Messramme durchgeführt und die dabei einhergehenden Pfahlbewegungen per Hand aufgezeichnet. Somit kann bei diesen Pfählen ein direkter Vergleich zwischen der dynamischen und der statischen Probebelastung geführt werden.

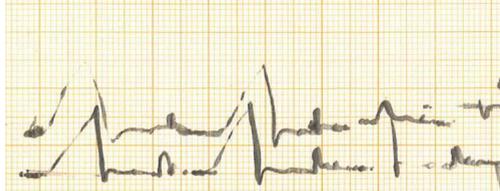
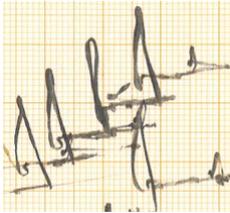


Abbildung 12: Aufgezeichnete Pfahlbewegungen für Pfahl 3 (links) und Pfahl 4 (rechts)

Auf Basis der gemessenen Pfahlbewegungen und des Mittelwertes der Stoßziffer  $k = 0,62$ , welche im Zuge der dynamischen Probelastungen mit elektronischer Wegmessung ermittelt wurde (siehe Tabelle 4), ergibt sich je Pfahl folgende dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$ .

$$\text{Pfahl 3: } Q_{\text{dyn}} = 815 \text{ kN} \qquad \text{Pfahl 4: } Q_{\text{dyn}} = 1033 \text{ kN} \qquad (29)$$

Auf Basis dieser beiden dynamischen Probelastungen ergibt sich gemäß ÖNORM EN 1997-1 der Bemessungswert der Tragfähigkeit zu:

$$R_{\text{c;d,dyn}} = 449 \text{ kN} \qquad (30)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit gemäß Gleichung (30) ist normativ nicht unmittelbar mit jenem aus der statischen Pfahlprüfung vergleichbar (siehe Tabelle 2). Grund hierfür ist die unterschiedliche Anzahl der geprüften Pfähle (statisch  $n = 5$ , dynamisch  $n = 2$ ). Für einen Vergleich der beiden Probelastungen wurde der Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Basis der statischen Pfahlprüfung für die Pfähle 3 und 4 ermittelt.

$$R_{\text{c;d,stat}} = 432 \text{ kN} \qquad (31)$$

Somit kann ein Vergleich von  $R_{\text{c;d,dyn}}$  und  $R_{\text{c;d,stat}}$  geführt werden. Der Unterschied des Bemessungswertes zwischen der dynamischen und der statischen Probelastung beträgt ca. 4% (bezogen auf den Bemessungswert der statischen Probelastung  $R_{\text{c;d,stat}}$ ). Dieser Unterschied kann als ausreichend gering beurteilt werden und bestätigt ebenfalls die Anwendbarkeit der dynamischen Pfahlprüfung.

Grundsätzlich ist - im gegenständlichen Fall - die dynamische Eindringwiderstandskraft  $Q_{\text{dyn}}$  größer als die Tragfähigkeit  $R_c$  des Pfahles aus der statischen Belastung. Dieser Umstand wird im gegenständlichen Fall bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit anhand von Rammformeln in ÖNORM EN 1997-1 durch die entsprechenden Streuungsfaktoren  $\xi_5$  und  $\xi_6$  weitestgehend kompensiert. Dieser Sachverhalt wird durch

einen Vergleich von  $R_c$  und  $Q_{dyn}$  beziehungsweise durch die zugehörigen Werte von  $R_{c;d,stat}$  und  $R_{c;d,dyn}$  für die Pfähle 3 und 4 ersichtlich.

## 6 Zusammenfassung

Auf Basis von 5 statischen Probelastungen ergab sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit von  $R_{c;d} = 518 \text{ kN}$ , mit welchem die ausgeführte Holzpfahlfundierung dimensioniert werden konnte.

Die Funktionalität der neu konzipierten Messramme konnte im Zuge der dynamischen Probelastungen bestätigt werden. Durch die Ausführung der Messstöße als Doppelstoß konnten alle notwendigen Parameter für die Bestimmung der dynamischen Eindringwiderstandskraft  $Q_{dyn}$  ermittelt werden.

Die per Hand aufgezeichneten Pfahlbewegungen sind ausreichend genau. Jedoch muss für die Ermittlung des Wirkungsgrades  $C$  eine Annahme für die Stoßziffer  $k$  getroffen werden. Durch die Darstellung des Einflusses der Stoßziffer  $k$  auf den Wirkungsgrad  $C$  in Abhängigkeit vom Verhältnis der Massen des Pfahles  $m_{Pfahl}$  und des Rammbären  $m_{Bär}$  wurde gezeigt, dass der Einfluss der Stoßziffer  $k$  nur für Masseverhältnisse  $m_{Pfahl}/m_{Bär} \leq 0,35$  gering ist. Daher ist die händische Wegmessung ohne vorherige Bestimmung der Stoßziffer  $k$  ausschließlich für Masseverhältnisse  $m_{Pfahl}/m_{Bär} \leq 0,35$  geeignet. Für Masseverhältnisse  $m_{Pfahl}/m_{Bär} > 0,35$  kann der Einfluss der Stoßziffer  $k$  auf den Wirkungsgrad  $C$  nicht mehr vernachlässigt werden und es sollte daher die elektronische Wegmessung angewendet werden.

Vergleiche zwischen den Ergebnissen der statischen und der dynamischen Pfahlprobelastungen konnten die Anwendbarkeit der dynamischen Probelastung bestätigen.



Abbildung 13: Ausgeführte Fundierung aus Holzpfählen (Durchlassbauwerk Zickenbach)

## Literatur

**D. Adam; A. Steurer;** Technischer Bericht zum Projekt Rückhaltebecken Steingraben A-7540 Güssing Holzpfähle Teil 1/2: Ausführung und Einbringung, Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen, Grundlagen der Probelastungen, *Technische Universität Wien Institut für Geotechnik, unveröffentlicht*

**D. Adam; A. Steurer;** Technischer Bericht zum Projekt Rückhaltebecken Steingraben A-7540 Güssing Holzpfähle Teil 2/2: Feldversuche zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit, Statische und dynamische Pfahlprobelastungen, *Technische Universität Wien Institut für Geotechnik, unveröffentlicht*

**H. Brandl; D. Adam; F. Kopf; R. Niederbrucker;** Der dynamische Lastplattenversuch mit dem Leichen Fallgewichtsgerät – Grundlagenforschung und praktische Anwendung, *Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie – Straßenforschung, 2003*

**E. Rausch;** Zur Frage der Tragfähigkeit von Rammpfählen, *Der Bauingenieur Heft 30, 1930*

**RWE Richard Woschitz Engineering ZT-GmbH;** Unterlagen zum Projekt Rückhaltebecken Steingraben A-7540 Güssing, *unveröffentlicht*

**W. Schenck;** Der Rammpfahl, *Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1951*

**ÖNORM EN 1997-1:2009 05 15 Eurocode 7;** Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, *Österreichisches Normungsinstitut*

**ÖNORM B 1997-1-1:2010 03 15 Eurocode 7;** Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen, *Österreichisches Normungsinstitut*

Autoren

---

Dipl.-Ing. Armin Steurer

armin.steurer@tuwien.ac.at

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

dietmar.adam@tuwien.ac.at

Institut für Geotechnik - Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik

Technische Universität Wien

www.igb.tuwien.ac.at

Karlsplatz 13/220/2, A - 1040 Wien

Tel.: +43 1 58801 22101

# Gussrohrsysteme für Pfahlgründungen



Tradition auf neuen Wegen  
Qualität mit Bestand  
[www.trm.at](http://www.trm.at)

**TIROLER ROHRE**





# **Tragfähigkeit von gerammten Großrohrpfählen in Kreide - Bemessung und Tragfähigkeitsnachweis mit kalibrierten dynamischen Probelastungen im Offshore-Windpark EnBW Baltic 2**

Arne Quast, Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR, Hamburg

Stefan Weihrauch, Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR, Hamburg

Oliver Schild, EnBW Energie Baden-Württemberg AG, Hamburg

Christian Weber, EnBW Energie Baden-Württemberg AG, Hamburg

## **1 Einleitung**

Die meisten Offshore-WEA in der deutschen Nord- und Ostsee werden bisher auf gerammten Großrohrpfählen tiefgegründet, entweder als Monopile-Gründung oder in Verbindung mit Jacket-Fundamenten. Für Monopile-Gründungen mit vorwiegend horizontaler Pfahlbeanspruchung ist in der Regel der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bemessungsrelevant. Bei Jacket-Fundamenten hingegen ist in der Regel der Grenzzustand der axialen Pfahltragfähigkeit maßgebend. Für die Pfahlbemessung und Prognose der axialen Pfahlwiderstände sind regelmäßig der Eurocode 7-1 und die DIN 1054 anzuwenden. Für den Nachweis der axialen Pfahltragfähigkeit schreibt das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) die Durchführung von baubegleitenden dynamischen Pfahlprobelastungen vor.

Der Offshore-Windpark EnBW Baltic 2 liegt ca. 32 km nordöstlich der Insel Rügen in der AWZ der deutschen Ostsee. Mit 39 Lokationen erhält knapp die Hälfte der insgesamt 80 WEA eine Monopile-Gründung, die restlichen 41 Lokationen ein Jacket-Fundament auf jeweils 3 Einzelpfählen (Durchmesser 3,0 m). Die Pfähle der Jacket-Fundamente binden überwiegend in Kreide ein. Zur Tragfähigkeit von gerammten Großrohrpfählen in Kreide liegen bisher kaum Erfahrungen vor. Zudem fehlen Erfahrungen mit dynamischen Pfahlprobelastungen in Kreide. Es wurden daher bereits planungsbegleitend dynamische Pfahlprobelastungen an Testpfählen im Baufeld ausgeführt. Für die Kalibrierung der später durchzuführenden baubegleitenden dynamischen Pfahlprobelastungen wurden an einem Referenzstandort an Land statische und dynamische Pfahlprobelastungen an

Testpfählen durchgeführt. Ergänzend wurden auch zyklische Pfahlprobelastungen ausgeführt.

Aus den Ergebnissen der an Land ausgeführten Pfahlprobelastungen wurden Kalibrierungsfaktoren für die baubegleitenden dynamischen Pfahlprobelastungen und ein zyklischer Abminderungsfaktor für die axiale Pfahlbemessung in Kreide abgeleitet.

Im Folgenden wird das für den OWP EnBW Baltic 2 projektspezifisch entwickelte Nachweiskonzept für axial beanspruchte gerammte Großrohrpfähle in Kreide näher erläutert.

## **2 Geologie und Baugrundverhältnisse**

### **2.1 Geologischer Überblick**

Der tiefere Untergrund im gesamten Projektgebiet besteht aus sog. Schreibkreide, die in der Oberkreide (Maastricht) abgelagert wurde. Überlagert wird die Schreibkreide von einer komplexen Abfolge glazialer, spätglazialer und postglazialer Sedimente des Quartärs. Die glaziale Abfolge umfasst einen unteren und einen oberen Geschiebemergelhorizont mit zwischengeschalteten interstadialen limnischen Ablagerungen (Ton, Sand). Oberhalb der glazialen Sedimente folgen spätglaziale glaziolakustrine Tone und postglaziale limnische und marine Sande.

### **2.2 Baugrund**

Nach den Ergebnissen der geotechnischen Haupterkundung ist der Baugrund aus folgenden Schichtkomplexen aufgebaut (von oben nach unten):

- Sande (örtlich)
- Oberer Beckenton / Beckenschluff (örtlich)
- Oberer Geschiebemergel (örtlich)
- Unterer Beckenton / Beckenschluff (örtlich)
- Unterer Geschiebemergel
- Sande und Kiese (vereinzelt)
- Kreide (Schreibkreide)

Die unter dem Meeresboden anstehende quartäre Schichtenfolge ist über das Gebiet hinweg sehr wechselhaft. Einzig der untere Geschiebemergel wurde im gesamten Projektgebiet flächig erkundet. Die Unterfläche der quartären Schichtenfolge bzw. die Oberfläche

der darunter anstehenden Kreide weist nur ein schwaches Relief mit Höhenunterschieden von wenigen Metern auf und ist großräumig betrachtet relativ eben.

Die im vorliegenden Beitrag betrachteten Jacket-Fundamente liegen im südöstlichen Teilgebiet des Windparks mit relativ großen Wassertiefen ( $\geq$  ca. 37 m) und geringer Mächtigkeit der quartären Schichtenfolge zwischen ca. 5 m und ca. 23 m, im Mittel von rd. 12 m. Die Kreide weist nach Literaturangaben eine Mächtigkeit von mehreren hundert Metern auf. Bei der Kreide handelt es sich um einen sehr feinkörnigen weißen Kalkstein, in dem häufig Flinte in Form von Lagen und Knollen eingelagert sind. Nach der ingenieurgeologischen Bodenansprache weist die Kreide Härtegrade gemäß DIN EN ISO 14689-1 überwiegend von H1, H1-H2 und H2, selten auch von H2-H3 auf.

In insgesamt 188 UU-Triaxialversuchen nach DIN 18137 wurde für die Kreide eine Bandbreite der undränierten Scherfestigkeit von  $1.250 \text{ kN/m}^2 \leq c_u \leq 2.750 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Die Bandbreite der einaxialen Druckfestigkeit der Kreide ergab sich aus insgesamt 84 einaxialen Druckversuchen nach DIN 18136 zu  $500 \text{ kN/m}^2 \leq q_u \leq 2.500 \text{ kN/m}^2$ .

### **3 Jacket-Gründung**

Die WEA-Konstruktionen werden im südöstlichen Teilgebiet des Windparkareals über eine Jacket-Struktur auf 3 nach unten offenen Stahlrohrpfählen gegründet. Die Pfähle weisen hierbei einen Außendurchmesser von rd. 3,0 m sowie eine Wandstärke von rd. 40 mm bzw. im Bereich des Rammshuhs von rd. 55 mm auf. Die Pfahleinbindelänge ab Meeresboden beträgt zwischen ca. 36,0 m und ca. 39,5 m.

Die Umspannplattform (OSS) wird im südlichen Bereich des Windparkareals auf einer Jacket-Struktur auf 4 nach unten offenen Stahlrohrpfählen errichtet. Die Pfähle weisen aufgrund der großen vertikalen Last einen Durchmesser von rd. 5,0 m, eine Wandstärke von rd. 60 mm sowie eine Einbindelänge ab Meeresboden von rd. 66,8 m auf.

## **4 Entwicklung Nachweiskonzept**

### **4.1 Allgemeines**

Für die Ermittlung der axialen Pfahltragfähigkeit benötigt der geotechnische Fachplaner für den entsprechenden Boden u. a. charakteristische Mantelreibungswerte und einen charakteristischen Spitzendruck sowie, sofern eine zyklische Degradation zu berücksichtigen ist,

einen zyklischen Abminderungsfaktor. Für die Kreide liegen hierfür nur wenig Erfahrungswerte vor, weshalb zur Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen im Vorwege die Ausführung von dynamischen Pfahlprobebelastungen an Offshore-Testpfählen sowie eine Kalibrierung durch Tests an einem vergleichbaren Standort an Land erforderlich wurden.

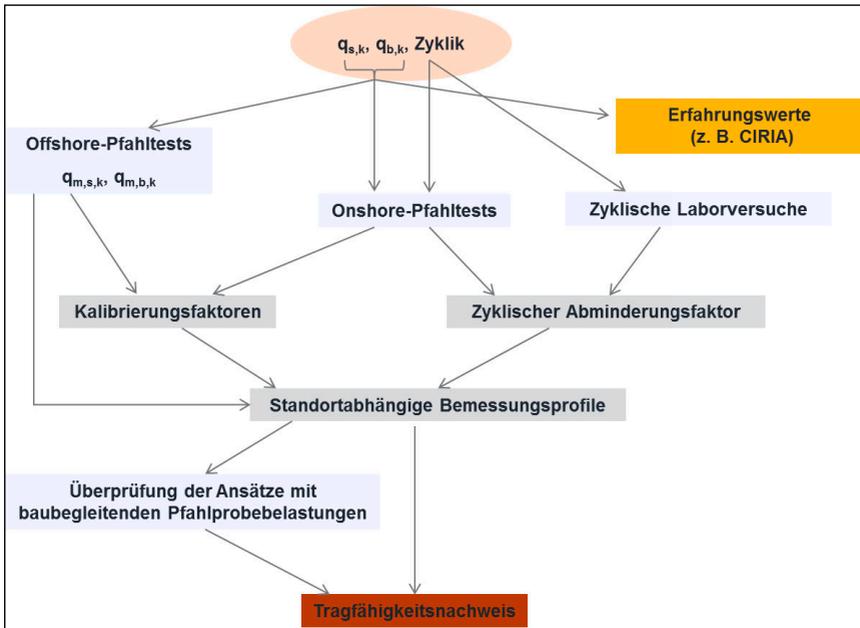


Abbildung 1: Nachweiskonzept

Anhand der hieraus abgeleiteten tiefenabhängigen und schichtbezogenen charakteristischen Pfahlwiderstände (Mantelreibung und Spitzendruck) konnten standortbezogene Bemessungsprofile aufgestellt werden. Der mit diesen Bemessungsprofilen ermittelte Pfahlwiderstand war schließlich durch baubegleitende Pfahlprobebelastungen zu bestätigen. Das für den OWP Baltic 2 entwickelte Konzept zum Nachweis einer ausreichenden axialen Pfahltragfähigkeit ist in Abbildung 1 dargestellt.

## **4.2 Grenzwert Mantelreibung und Grenzwert Spitzendruck**

Für Pfahlgründungen in Kreide liegen nur wenige Erfahrungen vor. Eine Bewertung von ausgeführten Pfahlprobelastungen ist z. B. von LORD/CLAYTON/MORTIMORE (2002) für Kreide in England angegeben. Danach wird empfohlen, für die Bemessung von Stahlrohr-rampfpfählen zunächst einen Grenzwert der Mantelreibung von  $20 \text{ kN/m}^2$  und nur bei nachweislich höher tragfähiger Kreide (große Dichte, wenig Störungen) einen Wert von  $120 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Für den Grenzwert des Pfahlspitzendrucks werden von LORD/CLAYTON/MORTIMORE (2002) für Rampfpfähle maximale Werte von  $24 \text{ MN/m}^2$  bis  $30 \text{ MN/m}^2$  angegeben.

Aufgrund der geringen Kenntnis sowie der großen Bandbreite der Erfahrungswerte wurde die Ausführung von dynamischen Pfahlprobelastungen an im Vorwege geramten Offshore-Testpfählen erforderlich.

## **4.3 Kalibrierung**

Während der Rammung und bei der Ausführung von dynamischen Pfahlprobelastungen entstehen in der Kreide Porenwasserüberdrücke. Es ist daher davon auszugehen, dass der Mantelwiderstand im Vergleich zu einer statischen Pfahlprobelastung bei dann zumindest teilweise dränierten Verhältnissen überschätzt wird. Um die dynamischen Pfahlprobelastungen an den Offshore-Testpfählen sowie später an den Bauwerkspfählen im Zuge des Tragfähigkeitsnachweises im Hinblick auf charakteristische Pfahlwiderstände auswerten zu können, war daher eine Kalibrierung an statischen Pfahlprobelastungen erforderlich.

## **5 Offshore-Testpfähle**

Im Vorwege wurden zur Ableitung von charakteristischen Kennwerten für die Mantelreibung und den Spitzendruck 6 Testpfähle im Windparkareal an den Standorten N5 (BH 32) und J2 (BH 10) installiert und zu verschiedenen Zeitpunkten dynamisch getestet. Am Standort N5 (BH 32) mit überwiegend Kreide wurden 4 Pfähle mit einem Durchmesser von  $1,5 \text{ m}$  und einer Wandstärke von  $50 \text{ mm}$  in einem Abstand von jeweils rd.  $10 \text{ m}$  und einer Einbindelänge bis rd.  $32,5 \text{ m}$  unter Meeresboden installiert. Am Standort J2 (BH 10) mit überwiegend Geschiebemergel wurden 2 Pfähle mit einer Einbindelänge bis rd.  $27,0 \text{ m}$

unter Meeresboden installiert. Die beiden Pfähle in vorwiegend Geschiebemergel sowie zwei der Pfähle in vorwiegend Kreide wiesen einen Rammschuh mit einer Wandstärke von insgesamt 65 mm auf. Mit den Testpfählen wurden gleichzeitig die Rammbarkeit der Kreide und des Geschiebemergels, die erforderliche Ausbildung des Pfahlfußes und die Eignung des vorgesehenen Rammhammers überprüft.

Die Installation der Testpfähle erfolgte im Januar 2011. Die Nachrammungen zur Erfassung der zeitabhängigen Tragfähigkeitszunahme wurden nach etwa 10 Tagen (1. Restrike), Ende März (2. Restrike) und Anfang Mai (3. Restrike) ausgeführt. Die Messwerterfassung sowie die Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen erfolgte durch Geo Drive Technology, Bussum (NL).

Während der Rammung wurde trotz der hohen Druckfestigkeit der Kreide in Übereinstimmung mit VIJAYVERGIYA/CHENG/KOLK (1977) ein erstaunlich geringer Rammwiderstand festgestellt. Schon bei einer kurzen Rammunterbrechung von nur wenigen Sekunden bzw. Minuten konnte hingegen im Vergleich zur kontinuierlichen Rammung ein deutlicher Anstieg des Rammwiderstandes beim anschließenden Weiterrammen beobachtet werden.

Für die beiden Pfähle in vorwiegend Geschiebemergel haben sich für den 2. und 3. Restrike Gesamtpfahlwiderstände zwischen rd. 26,4 MN und rd. 27,4 MN (Messwerte) bzw. einen Mittelwert von 26,9 MN ergeben. Für die Pfähle in überwiegend Kreide haben sich Gesamtpfahlwiderstände zwischen rd. 21,6 MN und rd. 38,8 MN (Messwerte) bzw. ein Mittelwert von rd. 29,2 MN ergeben. Die Pfähle in der Kreide zeigen damit eine deutlich stärkere Streuung der ermittelten Gesamtwiderstände als die Pfähle im Geschiebemergel. Hierbei haben sich für die beiden Pfähle in der Kreide mit Rammschuh Gesamtwiderstände zwischen rd. 26,6 MN und rd. 38,8 MN bzw. ein Mittelwert von rd. 32,7 MN und für die beiden Pfähle ohne Rammschuh Gesamtwiderstände zwischen rd. 21,6 MN und rd. 31,0 MN bzw. ein Mittelwert von rd. 25,6 MN ergeben. Für den Pfahlspitzendruck haben sich Messwerte von 40 MN/m<sup>2</sup> und 50 MN/m<sup>2</sup> ergeben.

In der Kreide zeigen die Restrike-Messungen (RED) gegenüber den End-of-Driving-Messungen (EOD) jeweils deutlich größere Mantelwiderstände. Im Pfahleinbindebereich von 0 bis ca. 20 m Tiefe wurden jedoch auch im Zuge der RED-Messungen nur geringe Mantelwiderstände ermittelt, so dass der wesentliche Lastabtrag erst in größerer Tiefe im unteren Pfahleinbindebereich erfolgt. Da die Kreide gemäß der bodenmechanischen Beurteilung über die Tiefe nahezu gleichartig ist, wurde dieses Phänomen auf eine stärkere

Beeinflussung der Kreide im oberen Einbindebereich infolge der Rammung zurückgeführt (Rammeinfluss). HOBBS/HEALY (1979) geben hierzu an, dass Querschwingungen des Rammgutes zu einer größeren Störung der Kreide in Verbindung mit einem reduzierten Anwachsfaktor führen können.

Für die Pfähle in überwiegend Geschiebemergel wurde mit den RED-Messungen ein maximaler Anwachsfaktor von rd. 1,5 und für die Pfähle in Kreide von rd. 5,3 bezogen auf den Gesamtwiderstand nachgewiesen. Bezogen auf den Mantelwiderstand sind die v. g. Werte sogar größer.

Für die Testpfähle in überwiegend Kreide wurden im unteren Pfahleinbindebereich z. T. Gesamtpfahlmantelreibungswerte (außen + innen) als Messwerte von über 400 kN/m<sup>2</sup> ermittelt.

Aufgrund der z. T. unerwartet hohen Mantelreibungswerte sowie der geringen Erfahrungen mit dynamischen Pfahlprobelastungen an Stahlrohrpfählen in Kreide wurde eine Kalibrierung der Testpfahlergebnisse an statischen Pfahlprobelastungen erforderlich.

## **6 Onshore-Testpfähle**

### **6.1 Allgemeines**

Die Kalibrierung der dynamischen Pfahlprobelastungen sollte an einem Nearshore-Standort im Bereich der Insel Rügen mit ähnlicher Kreide erfolgen. Auch nach längerer und intensiver Suche war hier jedoch kein geeigneter Standort zu finden. Nachdem der Suchbereich ausgedehnt wurde, konnte schließlich ein geeigneter Onshore-Testpfahlstandort bei Hemmoor in Niedersachsen, zwischen Stade und Cuxhaven gefunden werden.

Zur Kalibrierung waren dynamische und statische Pfahlprobelastungen erforderlich. Zur Ableitung des Kalibrierungsfaktors ist der Verhältniswert beider Probelastungen getrennt für die Mantelreibung und den Spitzenwiderstand zu bilden.

Ferner wurden zur Überprüfung des Einflusses axialer zyklischer Einwirkungen zwei Probpfähle zyklisch beaufschlagt und anschließend statisch bis zum Bruch belastet. Um eine Aussage zu einem unterschiedlichen Pfahlmantelwiderstand bei Zug- und Druckbelastung zu treffen, wurden sowohl statische Zugversuche als auch ein Druckversuch ausgeführt.

Im Einzelnen wurden 4 Probepfähle bis maximal rd. 26 m in die Kreide gerammt, an denen dynamische Pfahlprobebelastungen mit 3 RED-Messungen, 2 statische Pfahlprobebelastungen als Zugversuch, 1 zyklischer Zugversuch nach Beendigung des statischen Zugversuchs, 1 zyklischer Zugversuch mit anschließendem statischen Zugversuch und 1 statischer Druckversuch ausgeführt wurden. Die Anordnung der Testpfähle sowie der Reaktionspfähle und der Hüllrohre zur Ausschaltung der Mantelreibung im Bereich der überlagernden Schichten ist Abbildung 2 zu entnehmen. Eine Beschreibung zum Versuchsaufbau sowie zur eingesetzten Messtechnik kann (LAHRS/KALLIAS, 2013) entnommen werden.

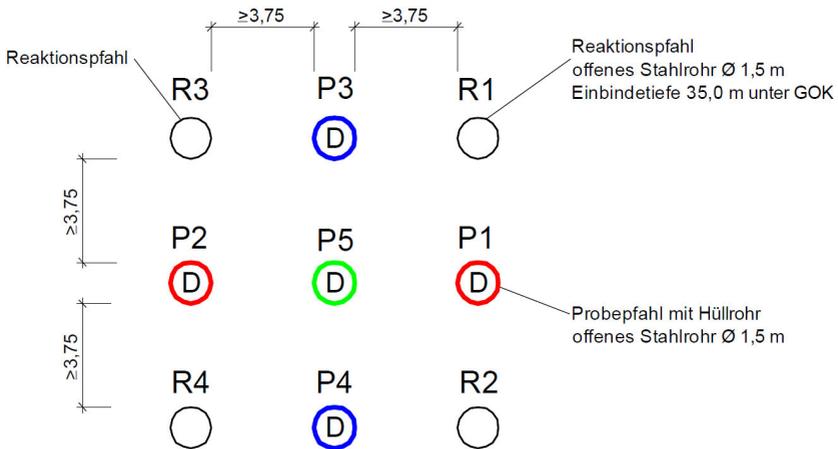


Abbildung 2: Anordnung der Testpfähle

Am Onshore-Standort wurde im Vorwege mit Drucksondierungen, Bohrungen und Laborversuchen die Vergleichbarkeit der Kreide trotz der etwas geringeren Festigkeit nachgewiesen. Es wurde hierbei davon ausgegangen, dass eine etwas geringere Festigkeit für das Ergebnis nicht entscheidend ist, da sowohl für die Kalibrierungsfaktoren als auch für den zyklischen Abnahmefaktor nur die Verhältniszahlen auf das Offshore-Baufeld übertragen werden sollen.

## 6.2 Dynamische Pfahlprobebelastungen

An den vier Testpfählen wurden EOD-Tests sowie drei RED-Tests ausgeführt. Der EOD-Test sowie der 1. Restrike wurde hierbei von GeoDrive Technology, Bussum (NL), sowie

der 2. Restriktion und der 3. Restriktion von GSP, Mannheim, durchgeführt. Die Auswertung erfolgte von GeoDrive mit einer Software ähnlich TNOWAVE und von GSP mit CAPWAP. In der folgenden Tabelle sind die mit den dynamischen Probelastungen gemessenen Pfahlwiderstände angegeben.

Tabelle 1: Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastungen onshore (Messwerte)

Pfahl	EOD [MN] (27. u. 28.09.2011)			1 RED [MN] (07.10.2011)			2 RED [MN] (17.11.2011)			3 RED [MN] (24.11.2011)		
	R	R <sub>s</sub>	R <sub>b</sub>	R	R <sub>s</sub>	R <sub>b</sub>	R	R <sub>s</sub>	R <sub>b</sub>	R	R <sub>s</sub>	R <sub>b</sub>
P1	0,8	0	0,8	14,4	12,6	1,8	-	-	-	-	-	-
P3	2,6	1,3	1,3	14,0	12,2	1,8	18,0	11,8	6,3	12,2	6,7	5,5
P4	2,1	1,3	0,8	18,8	16,4	2,4	18,5	12,1	6,4	12,5	7,2	5,2
P5	1,7	0,9	0,8	9,6	7,8	1,8	10,3	6,4	3,9	9,1	5,2	3,9

Am Pfahl P1 musste der 2. Restriktion und der 3. Restriktion entfallen, da zu diesem Zeitpunkt bereits an dem Pfahl der statische Zugversuch ausgeführt wurde. Auch bei den Onshore-Testpfählen konnte ein geringer Rammwiderstand und eine relativ geringe Pfahlmantelreibung bei der EOD-Messung beobachtet werden. Die am Pfahl P5 gemessenen Widerstände sind deutlich geringer, da dieser Pfahl gegenüber den anderen eine geringere Einbindetiefe aufweist. Obwohl der Gesamtwiderstand in einer ähnlichen Größenordnung liegt, wurden bei dem 2. Restriktion und 3. Restriktion deutlich höhere Pfahlfußwiderstände ermittelt als beim 1. Restriktion. Dieses ist bodenmechanisch unplausibel, da ein Anwachsen vorwiegend über den Mantelwiderstand erfolgt, und wird hier mit den unterschiedlichen Auswerteverfahren begründet. Mit dem 3. Restriktion wurden wiederum etwas geringere Widerstände ermittelt als noch beim 2. Restriktion. Dieses wird auf den geringen Zeitraum zwischen den beiden Restriktionen und damit auf die Störung des Anwachsens durch den 2. Restriktion zurückgeführt.

### 6.3 Statische Pfahlprobelastungen

Die statischen Pfahlprobelastungen wurden am 20.10.2011 (Pfahl P1), am 29.11.2011 (Pfahl P3), am 06.12.2011 (Pfahl P4) sowie am 14.12.2011 (P5) und damit deutlich nach Ausführung der dynamischen Pfahlprobelastungen ausgeführt bzw. begonnen. Die einzelnen Belastungsstufen wurden für den jeweiligen Pfahl gemäß den Vorgaben der EA-

Pfähle sowie in Abhängigkeit der erwarteten Pfahltragfähigkeit auf Basis der zuvor ausgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen abgeschätzt. Begonnen wurde hierbei mit dem statischen Zugversuch am Pfahl P1. Während des Versuchs wurden die Pfahlhebung sowie die aufgebrachte Last kontinuierlich gemessen. Zur Ermittlung der Mantelreibungsverteilung wurden die Pfähle zusätzlich mit Kettenextensometern ausgerüstet.

Die gemessene Widerstands-Hebungslinie für Pfahl P1 ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

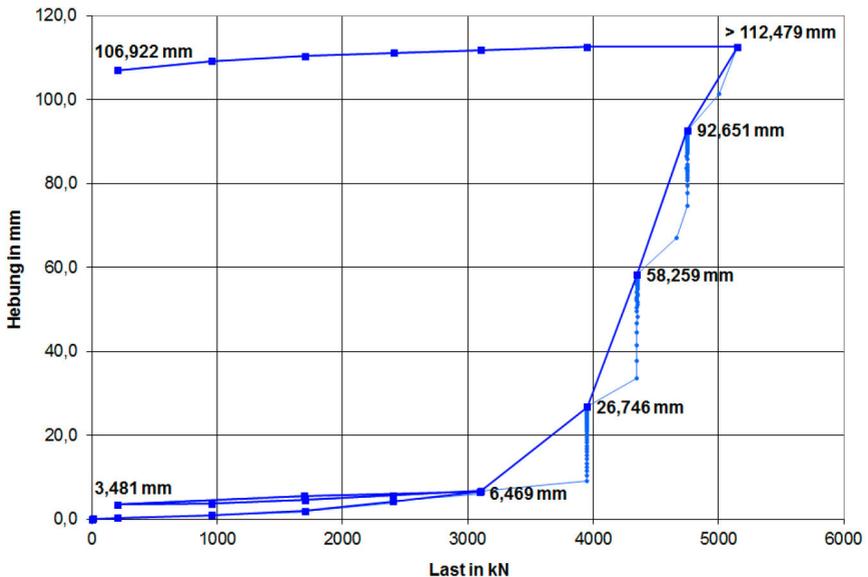


Abbildung 3: Widerstands-Hebungslinie für Pfahl P1

Bei der Laststeigerung von 3.100 kN auf 3.950 kN reagierte der Pfahl auf die Steigerung der Zugkraft mit deutlichen Hebungen sowie einem verstärkten Kriechverhalten. Unabhängig hiervon war jedoch eine Laststeigerung bis auf > 4.750 kN möglich, bis der Pfahl schließlich eine Grenzhebung von 10 cm erreicht hat.

Für den Pfahl P3 hat sich ein ähnliches Verhalten gezeigt.

Die anhand der aus den Extensometermessungen abschnittsweise abgeleitete Mantelreibungsverteilung in Abhängigkeit der Pfahlkopfhebung sind in der folgenden Abbildung für den Pfahl P3 dargestellt.

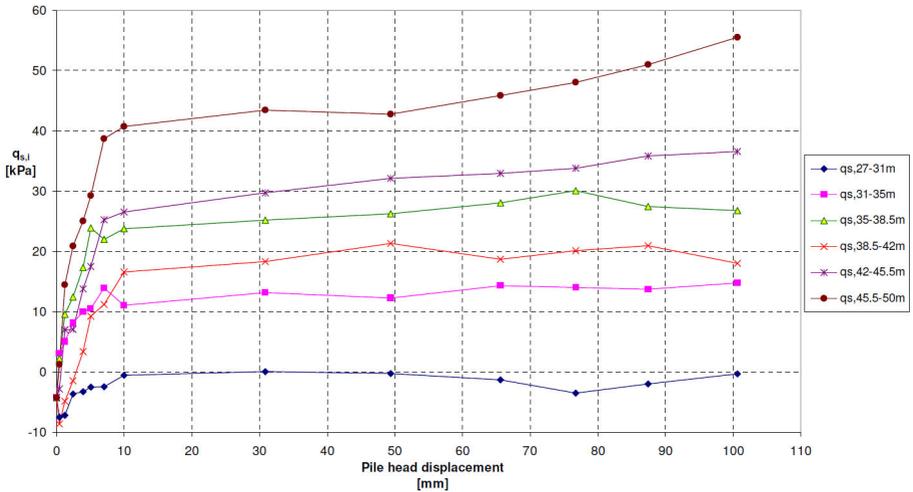


Abbildung 4: Mantelreibungsverteilung aus Extensometermessung für Pfahl P3

Bereits bei geringen Pfahlkopfhebungen von < 10 mm ist annähernd die vollständige Mantelreibung auf Zug aktiviert. In den unteren Extensometerebenen ab 35 m Tiefe kann auch bei größeren Pfahlkopfhebungen zusätzliche Mantelreibung aktiviert werden. Damit zeigt sich das typische Last-Hebungsverhalten eines Mantelreibungspfahls, bei dem bereits bei geringer Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden der volle Pfahlwiderstand geweckt wird. Ferner wurde auch hier wieder eine ausgeprägte Tiefenabhängigkeit der Mantelreibungsverteilung festgestellt.

Beim statischen Druckversuch an Pfahl P5 wurde bis 15 MN belastet, was der maximalen Pressenkraft entsprach. Aus der Widerstands-Setzungslinie ergibt sich, dass bei dieser Last noch kein Pfahlversagen (Bruchzustand) eingetreten ist und damit gegenüber der dynamischen Pfahlprobebelastung ein deutlich höherer statischer Pfahlwiderstand gemessen werden konnte. Anhand der Extensometermessungen an diesem Pfahl kann aufgrund der relativ großen Mantelreibungswerte im unteren Pfahleinbindebereich die Ausbildung einer Verspannung (Pfpfenbildung) vermutet werden, was jedoch in Hinblick auf den Pfahldurchmesser von 1,5 m ein aus bodenmechanischer Sicht eher ungewöhnliches Tragverhalten darstellt.

#### **6.4 Kalibrierungsfaktoren**

Die Kalibrierung der dynamischen Pfahlprobelastung kann nicht einfach durch Vergleich der Gesamtpfahlwiderstände erfolgen, da so die geringere Einbindetiefe der Onshore-Testpfähle sowie der auch hier festgestellte Rammeinfluss im oberen Einbindebereich nicht richtig Berücksichtigung finden würden. Für die Kreide wurde daher ein Kalibrierungsfaktor getrennt für den Pfahlfußwiderstand sowie für den Mantelwiderstand abgeleitet. Für den Kalibrierungsfaktor bezogen auf den Pfahlmantelwiderstand wurde die statisch und die dynamisch ermittelte Mantelreibung tiefenbezogen verglichen, wobei die Mantelreibung im unteren Einbindebereich außerhalb des Rammeinflusses höher zu gewichten ist. Hieraus ergibt sich z. B. ein Kalibrierungsfaktor bezogen auf die dynamisch ermittelte Pfahlmantelreibung von  $< 0,5$ .

#### **7 Baubegleitende Pfahlprobelastungen**

Mit den geplanten baubegleitenden dynamischen Pfahlprobelastungen sollten die abgeleiteten Bodenkennwerte zur Ermittlung der äußeren axialen Tragfähigkeit der Gründungspfähle überprüft bzw. verifiziert werden, um damit die vorausgesetzten Sicherheiten für die Bemessung der Anlagen zu bestätigen. Insgesamt wurden an 16 WEA-Standorten und an zwei Gründungspfählen am Standort der OSS dynamische Pfahlprobelastungen als EOD-Messung und als RED-Messung ausgeführt. Die entsprechenden Standorte sind in Abbildung 5 rot markiert. Die Mindestanforderungen des BSH-Standards Konstruktion hinsichtlich der Anzahl dynamischer Pfahlprobelastungen wurden damit erfüllt.

Das nordwestliche Teilgebiet mit einer Monopile-Gründung ist vom südöstlichen Teilgebiet mit einer Jacket-Gründung in Abbildung 5 durch eine grüne Linie getrennt.

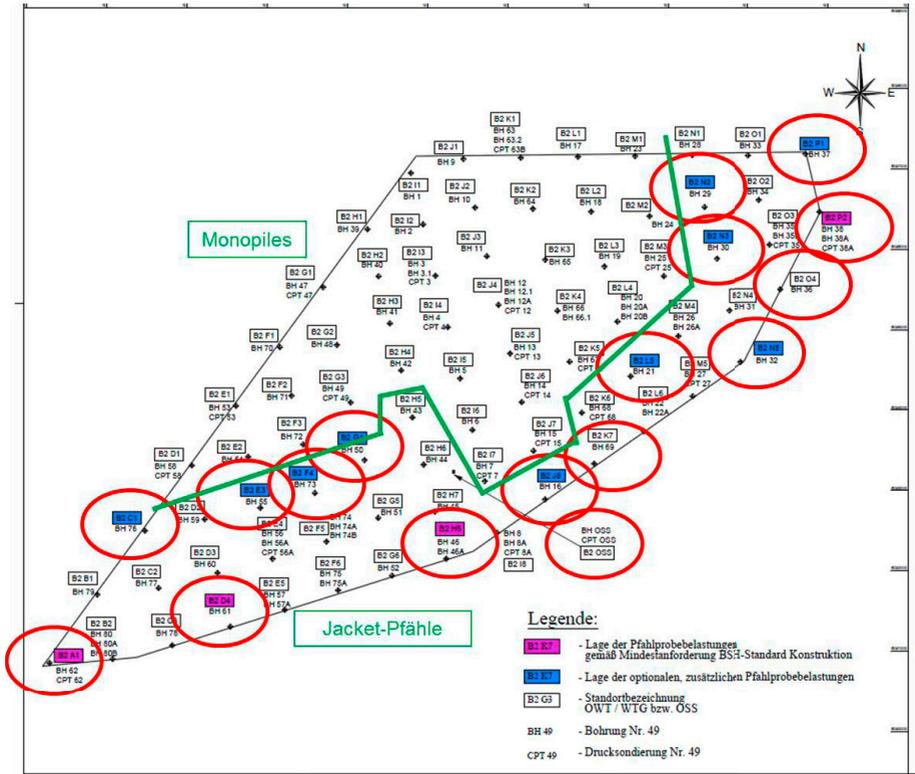


Abbildung 5: Ausgeführte baubegleitende Pfahlprobelastungen

Die Pfahlprobelastungen wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten mit dem Ziel der sicheren Erfassung von Messwerten, der Erfassung des Anwachsverhaltens sowie zum Zweck der Übertragung auf die nicht getesteten Pfähle am Standort der Umspannplattform (OSS) durchgeführt. In der folgenden Tabelle 2 sind die Standorte sowie die ausgeführten Pfahlprobelastungen angegeben.

Tabelle 2: Ausgeführte baubegleitende Pfahlprobelastungen

Standort	Pfahlrammung (EOD-Messung)	Standzeit RED2 [Stunden]	Standzeit RED3 [Tage]	Standzeit RED4 [Tage]	EOD vor Endtiefe	RED1
G4	25.09.2013	-	-	-	+	+
H8	10.10.2013	-	-	-	+	+
F4	02.11.2013	ca. 1	101	-	+	+
C1	17.11.2013	ca. 1	84	124	+	+
A1	13.12.2013	ca. 3	70	-	+	+
E3	19.12.2013	ca. 3	66	-	+	+
D4	26.12.2013	ca. 3	-	-	+	+

N5	05.02.2014	ca. 1	42	-	+	+
N3	06.02.2014	ca. 1	65	-	+	+
N2	11.02.2014	ca. 1	63	-	+	+
L5	14.02.2014	ca. 1	57	-	+	+
P1	18.02.2014	ca. 1	56	-	+	+
J8	19.02.2014	ca. 1	52	-	+	+
P2	21.02.2014	ca. 4	53	-	+	+
O4	06.03.2014	-	-	-	+	+
K7	28.03.2014	ca. 1	-	-	+	+
OSS						
Pfahl B2-JA-1	07.08.2014	ca. 1	-	-	-	-
Pfahl B2-JA-3	15.08.2014	ca. 1	-	-	-	-

Bei der Pfahlrammung kam es an einzelnen WEA-Standorten z. T. zu einer Beeinträchtigung bzw. einer Beschädigung der Messsensoren während des Durchganges durch das Pile-Sleeve der Rammschablone (Standorte G4 und H8). Aus diesem Grund wurde die Rammung vor dem Eintritt der Sensoren in das Pile-Sleeve unterbrochen und eine vorläufige EOD-Messung ausgeführt (EOD-Messung vor Erreichen der Endtiefe). Nach einer gewissen Standzeit wurde die Rammung fortgesetzt und die ersten Rammschläge hierbei als erste Restrike-Messung ausgewertet (RED1). Bei Erreichen der Endtiefe wurde die eigentliche EOD-Messung und nach einer Wartezeit von ca. 1 bis 3 Stunden die zweite Restrike-Messung (RED2) ausgeführt. Zur Erfassung eines Großteils der erwarteten Tragfähigkeitszunahme wurden auch nach einer längeren Standzeit Restrike-Messungen durchgeführt (RED3). Am Standort C1 wurde zusätzlich eine weitere Restrike-Messung nach langer Standzeit (RED4) ausgeführt. Aufgrund des Installationsverfahrens im Postpiling konnten am Standort der OSS nur Restrikes nach kurzer Standzeit ausgeführt werden.

Nach Auswertung der Pfahlprobelastungen mit einem Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP) wurden die ermittelten Pfahlwiderstände mit den o. g. Kalibrierungsfaktoren belegt und aufgrund der relativ großen Streubreite der Messwerte zum Erhalt charakteristischer Pfahlwiderstände mit dem Streuungsfaktor bezogen auf den Kleinstwert entsprechend DIN EN 1997-1:2009-09 bzw. DIN 1054:2010-12 belegt.

## 8 Tragfähigkeitsnachweis

Der Tragfähigkeitsnachweis erfolgte anhand der abgeleiteten charakteristischen Pfahlwiderstände unter Berücksichtigung der standortabhängigen Kolktiefe sowie der Schichtbe-

zogenen zyklischen Abminderungsfaktoren für jeden Probelastungsstandort sowie für den Lastfall Druck und den Lastfall Zug separat.

Genau wie bereits während des Pfahl-Designs festgestellt, ist auch nach Auswertung der Pfahlprobelastungsergebnisse der Lastfall Zug maßgeblich. Gemäß Abbildung 6 konnten mit den baubegleitenden Pfahlprobelastungen schließlich Tragfähigkeiten bezogen auf die zu erreichende Tragfähigkeit zwischen ca. 100 % und ca. 130 % nachgewiesen werden.

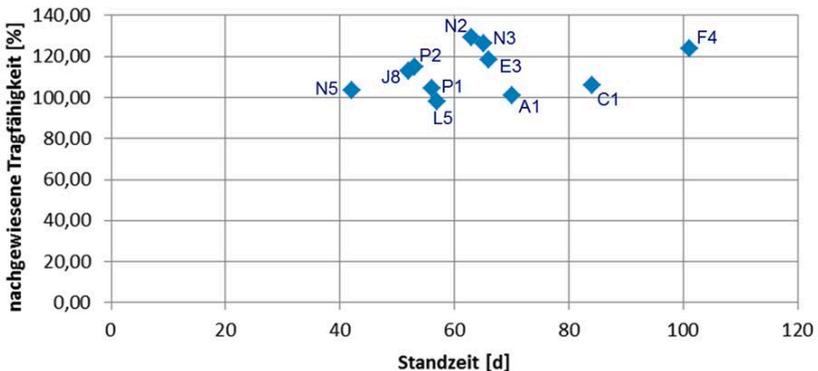


Abbildung 6: Nachgewiesene Zugtragfähigkeit

Bereits mit den On- und Offshore Testpfählen wurde ein beträchtlicher Anwachsfaktor nachgewiesen. Am Pfahlmantel tritt hierbei eine größere Tragfähigkeitszunahme auf als am Pfahlfuß, wobei die Zunahme am Pfahlfuß auch bedeutend sein kann. Die tatsächliche Größe des Anwachsfaktors ist hierbei stark abhängig von der Pfahlrammung und dem Aufbringen der letzten Schläge bzw. der Rammschädigung, die der Boden durch die Pfahleinbringung erfahren hat. Aufgrund der großen Streubreite der am Ende der Rammung (EOD) gemessenen Pfahltragfähigkeit und der damit verbundenen großen Bandbreite der resultierenden Anwachsfaktoren ist der Anwachsfaktor auf den Restriktoren kurz nach der Pfahleinbringung (RED2) zu beziehen. Zur Prognose der Tragfähigkeitszunahme werden die ermittelten Tragfähigkeiten üblicherweise über die Zeit in halblogarithmischer Skalierung aufgetragen. Es wird dann davon ausgegangen, dass sich die Tragfähigkeitszunahme durch eine Gerade abbilden lässt. Aus den ermittelten Tragfähigkeiten ergibt sich für den Lastfall Druck dann eine Tragfähigkeitszunahme zwischen rd. 0 % und rd. 25 % sowie für den Lastfall Zug zwischen rd. 3 % und rd. 13 % jeweils bezogen auf die

logarithmische Dekade. Die Tragfähigkeitszunahme ist bei geringem Anfangswiderstand (EOD bzw. RED2) tendenziell größer.

## **9 Zusammenfassung**

Für den Offshore-Windpark EnBW Baltic 2 wurde für die Jacket-Gründungen aufgrund der geringen Erfahrungswerte für die axiale Tragfähigkeit von Stahlrohrrammpfählen in Kreide projektspezifisch ein Nachweiskonzept entwickelt. Hierfür waren u. a. dynamische Pfahlprobelastungen an Offshore-Testpfählen, eine Kalibrierung an Onshore-Testpfählen sowie eine größere Anzahl von baubegleitenden Pfahlprobelastungen erforderlich. Mit dem vorgestellten Nachweiskonzept konnte schließlich die ausreichende Tragfähigkeit der installierten Gründungspfähle bestätigt werden.

## **Literatur**

**N. B. Hobbs; P. R. Healy;** Piling in chalk, *Piling Guide 6, CIRIA, London, 1979*

**T. Lahrs; A. Kallias;** Probelastungen von Stahlrohren in Kreide für den Offshore-Windpark Baltic 2, *PfahlSymposium 2013, 21.-22.02.2013 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 96, S. 451-466, 2013*

**J. A. Lord; C. R. I. Clayton; R. N. Mortimore;** Engineering in chalk, *CIRIA C574, London, 2002*

**V. N. Vijayvergiya; A. P. Cheng; H. J. Kolk;** Design and installation of piles in chalk, *Proceedings 9th Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 2938, S. 459-464, 1977*

Autoren

Dr.-Ing. Arne Quast

[a.quast@steinfeld-und-partner.de](mailto:a.quast@steinfeld-und-partner.de)

Dr.-Ing. Stefan Weihrauch

[s.weihrauch@steinfeld-und-partner.de](mailto:s.weihrauch@steinfeld-und-partner.de)

Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR

[www.steinfeld-und-partner.de](http://www.steinfeld-und-partner.de)

Reimersbrücke 5, 20457 Hamburg

Tel.: 040 389139-0

Dipl.-Geol. Oliver Schild

[o.schild@enbw.com](mailto:o.schild@enbw.com)

Dr. Christian Weber

[ch.weber@enbw.com](mailto:ch.weber@enbw.com)

EnBW Energie Baden-Württemberg AG

[www.enbw.com](http://www.enbw.com)

Fischertwiete 1, Haupteingang Haus B, 20095 Hamburg

Tel.: 040 533268-0



**Geotechnik  
Umweltschutz  
Baugrunderkundung  
Deponien  
Altlasten  
Bauwerke  
Labor  
Erdbaukontrollen**



**bsp ingenieure**  
bergs siegert partnerschaft

**38106 Braunschweig**  
Bültenweg 67  
Tel: 0531 - 69 88 13 20  
Fax: 0531 - 69 88 13 99

**38518 Gifhorn**  
Gladiolenweg 20  
Tel. 05371 - 58 96 59  
Fax: 05371 - 58 96 61

[www.bsp-ingenieure.de](http://www.bsp-ingenieure.de)  
[info@bsp-ingenieure.de](mailto:info@bsp-ingenieure.de)





# **Maßgeschneiderte Lösungen zur Realisierung von Pfahlprobelastungen unter Wasser**

Dr.-Ing Georg Merzenich, Dipl.-Ing. Nils Benecke, Dipl.-Ing. Jan Fischer

Julius Berger International GmbH, Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH, Fichtner  
Water & Wind GmbH

## **1 Einleitung**

Der spanische Energiekonzern Iberdrola ist derzeit in der Planungsphase des Offshore-Windparks (OWP) Wikinger in der Deutschen Ostsee. In Wassertiefen von ca. 40 m sollen 70 Windturbinen über Jackets und Pfähle fest im Meeresboden verankert werden.

Zur genaueren Bestimmung der Pfahltragfähigkeiten hat Iberdrola in Zusammenarbeit mit der Ingenieurgemeinschaft COWI/IMS eine im Vorfeld durchzuführende Pfahltestkampagne geplant, deren Ergebnisse zu einer Absicherung der angenommenen Bemessungsgrundlagen und zu einer optimierten Ausnutzung der Gründungspfähle verwendet werden sollen. Diese Pfahltestkampagne ist aufgrund der Randbedingungen – anspruchsvoller Baugrund, Unterwasserdurchführung – bisher einmalig für den deutschen Offshore Windenergiebereich.

Die Firma Bilfinger Marine and Offshore Systems GmbH (BMOS) wurde von Iberdrola im Mai 2014 mit der Durchführung der Offshore-Tests beauftragt. Die Pfahltestkampagne beinhaltet die Installation von je zwei Testpfählen an insgesamt drei Standorten. Die Installation jedes der sechs Testpfähle wird hierbei messtechnisch erfasst (rammbegleitende Messung / PDA). Neben den sechs Testpfählen wurde je Standort ein weiterer Reaktionspfahl installiert. Für die fachkundige Begleitung der statischen und dynamischen Probebelastungen sowie deren Auswertung war die Firma Fichtner Water & Wind GmbH (FWW) als Experte und Berater verantwortlich.

Nach einer Standzeit von zehn Wochen werden je Standort ein statischer Zugversuch (SLT-T) und ein dynamischer Druckversuch (DLT) ausgeführt. Die gesamten Versuche finden unter Wasser statt.

Neben einer kurzen Beschreibung der gesamten Pfahltestkampagne liegt der Fokus dieses Beitrages in der Ausführung der Pfahlinstallation und der statischen und dynamischen

Probelastungen. Speziell für diese Ausführungen wurden zahlreiche Geräte und Sensoren neu entwickelt, die im Rahmen dieses Berichts beschrieben und dargestellt werden. Insbesondere die Durchführung der statischen Zugversuche ist durch deren Umgebung und Abmessung einzigartig und innovativ.

## 2 Pfahltestkampagne

Der geplante Offshore Windpark Wikinger befindet sich in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) der Deutschen Ostsee rd. 34 Kilometer nordöstlich vor der Insel Rügen. Die genaue Lage des Windparks kann Abbildung 1 entnommen werden.

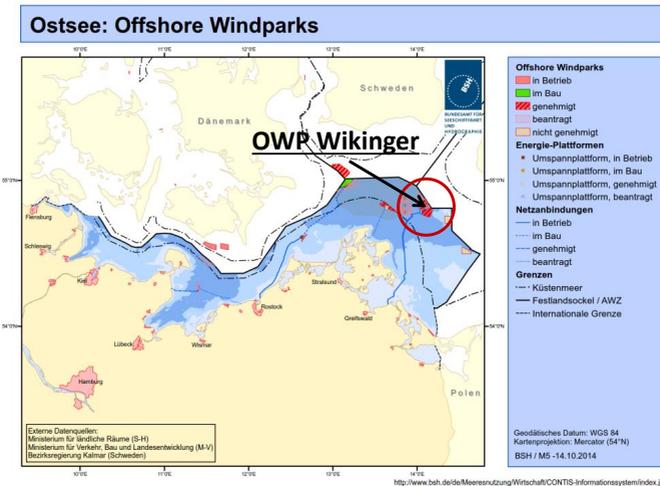


Abbildung 1: Lage des Windparks Wikinger (Quelle: BSH)

Geplant ist die Installation von 70 Windenergieanlagen und einer Umspannplattform. Als Gründungsstrukturen werden sowohl für die Umspannplattform als auch für die Windenergieanlagen Jackets verwendet, die durch gerammte Stahl-Großrohrpfähle fest mit dem Baugrund verbunden sind. Die Wassertiefen im Bereich des Windparks liegen zwischen ca. 36 m und 42 m bezogen auf das Mittelwasser (MW bzw. MSL).

Im Vergleich zu den Nordseesanden existieren über Ostseeböden wie z.B. Geschiebemergel oder Kreide relativ wenige Informationen zum Tragverhalten von Stahl-Großrohrpfählen. Insbesondere in der Kreide entsteht während der Pfahleinbringung oft-

mals ein rascher Verlust der Reibung zwischen Boden und Pfahl (Pfahllängeneffekt bzw. „friction fatigue“), gleichbedeutend mit geringen Pfahlwiderständen am Ende der Ramung. Umso deutlicher ist jedoch der Zuwachs der Pfahltragfähigkeit in der Zeit nach der Installation. Um möglichst realistische Informationen über das Tragverhalten der Gründungspfähle zu erhalten, wurde bauphysikalisch entschieden im Vorfeld der Pfahlinstallation für die Windenergieanlagen bzw. für die Umspannplattform eine umfangreiche Pfahltestkampagne im Baufeld durchzuführen. Eine Übersicht über die Testanordnung und einen Ausschnitt des lokal erkundeten Baugrundaufbaus zeigt Abbildung 2.

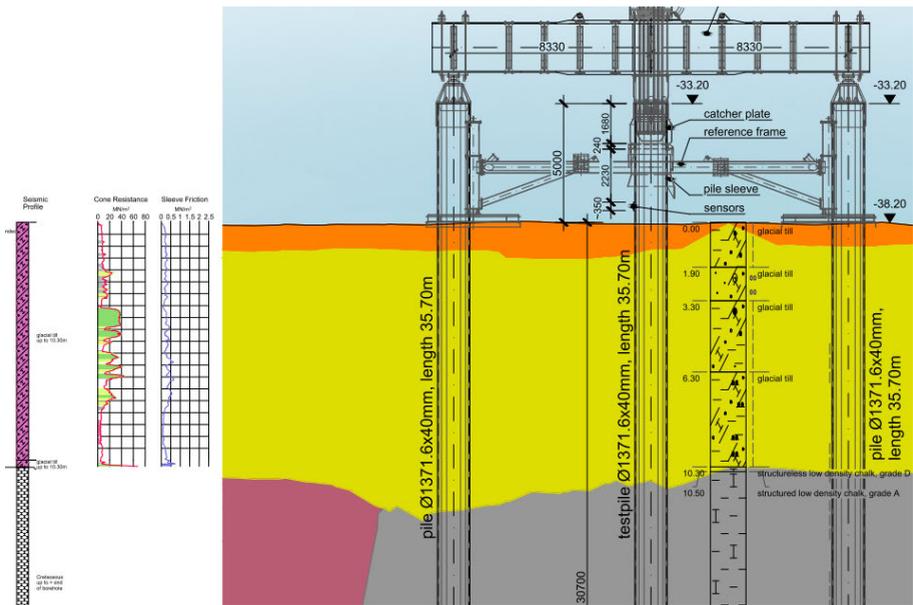


Abbildung 2: Testanordnung SLT-T am Standort WK43

## 2.1 Baugrund

Ausgehend vom Meeresgrund kann der Baugrund im Bereich des Windparks Wikinger nach (COWI/IMS, 2014) in drei ostseetypische Bodenarten unterteilt werden: Holozäne Ablagerungen (hauptsächlich bestehend aus gering organischem, schluffigen, sandigen und kiesigen Ton), Geschiebemergel (vorbelastet durch die weichselkaltzeitlichen Gletscher) und spätkreidezeitliche Kalksteine (aus dem Maastricht).

## 2.2 Gliederung der Pfahltestkampagne (Phase II, Phase III)

Die Pfahltestkampagne ist seitens (IBERDROLA, 2014) in vier Phasen aufgeteilt (vgl. Abschnitt 3.1), wobei nachfolgend ausschließlich auf die Phasen II und III eingegangen wird, welche folgende Leistungen beinhalten:

- Phase II:

Installation von sechs Testpfählen an drei Standorten (zwei Pfähle je Standort). Installiert werden insgesamt neun Pfähle (jeweils ein weiterer Reaktionspfahl je Standort) mit einem Hydrohammer. Während der Pfahlinstallation wird der Hydro-schall entsprechend den Vorgaben des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydro-graphie (BSH) reduziert. Die gesamte Rammung der sechs Testpfähle wird mess-technisch erfasst (rammbegleitende Messung). Die Pfahltragfähigkeit am Ende der Rammung wird durch Auswertung der aufgezeichneten Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf (PDA) mit einem erweiterten Verfahren mit Modellbildung (Signal Matching) bestimmt.

- Phase III:

Statischer Zugversuch (SLT-T) an je einem Testpfahl je Standort nach den Anforder-ungen von (COWI/IMS, 2014).

Dynamische Probelastungen (DLT) als sogenannte Restrike Tests an je einem Testpfahl je Standort nach den Anforderungen von (COWI/IMS, 2014) mit anschlie-ßender Auswertung der Messdaten nach der Signal Matching Methode (erweitertes Verfahren mit vollständiger Modellbildung). Für den SLT-T sowie den DLT wird je-weils ein unterschiedlicher Testpfahl verwendet. Die Standzeit der Testpfähle zwi-schen Installation und Probelastung beträgt mind. zehn Wochen.

Informationen zu den Testpfählen können Tabelle 1 entnommen werden.

Tabelle 1: Testpfähle

Standort	Wassertiefe [m]	Durchmesser [m]	Pfahllänge [m]	Einbindetiefe [m]
WK38	40,0	1,37	21,8	16,8
WK43	38,2	1,37	35,7	30,7
WK70	36,6	1,37	36,0	31,0

### **2.3 Nachweis der axialen Pfahltragfähigkeit**

Nach (BSH, 2012) sind für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen mit überwiegend axial belasteten Pfählen dynamische Pfahlprobelastungen als Tragfähigkeitsnachweis in axialer Richtung vorzusehen, wobei an mindestens 10% der Anlagenstandorte dynamische Probelastungen durchzuführen sind. Die Ableitung der charakteristischen Tragfähigkeit  $R_k$  aus dynamischen Probelastungen, ausgewertet mit einem erweiterten Verfahren mit Modellbildung  $R_m$ , erfolgt auf der Grundlage der (DIN 1054, 2010) sowie dem (EUROCODE 7-1, 2009). Die Messergebnisse werden hierbei in Mittel- und Kleinstwert aufgeteilt und durch einen bezogenen Streuungsfaktor  $\xi_j$  reduziert, wobei der Minimalwert aus dem Kleinst- und dem Mittelwert die charakteristische Pfahltragfähigkeit  $R_k$  bestimmt. Nach (DIN 1054, 2010) sind die Ergebnisse von dynamischen Pfahlprobelastungen an Pfählen in bindigen Böden grundsätzlich an statischen Pfahlprobelastungen auf dem gleichen Baufeld zu kalibrieren.

Aus den Ergebnissen der Testkampagne können alle geforderten Größen abgeleitet und entsprechend die charakteristische Tragfähigkeit der Pfähle aus den Ergebnissen der dynamischen Probelastungen abgeleitet werden. Die Ergebnisse aus der Testkampagne könne in der Folge auch auf Ergebnisse aus dynamischen Probelastungen während der Installation der Gründungsrohre für die Windenergieanlagen beim OWP Wikinger übertragen werden.

## **3 Aufgabenstellung**

Am 21.05.2014 erhielt Bilfinger Marine and Offshore Systems GmbH (BMOS) von Iberdrola den Auftrag zur Durchführung der Pfahltests für den Windpark Wikinger.

### **3.1 Leistungsumfang BMOS**

Beauftragt wurde von Iberdrola ein Paket, dass pauschal sämtliche erforderlichen Leistungen zur Durchführung und Auswertung der beschriebenen Pfahltests beinhaltet:

- Phase I
  - Planung, Herstellung und Lieferung der erforderlichen Geräte und Equipment
  - Herstellung und Lieferung der Testpfähle
- Phase II
  - Mobilisierung des Installationsschiffs und des erforderlichen Equipments.

- Installation der Testpfähle mit geeigneten Lärminderungsmaßnahmen
- Rammbegleitende Messwertaufnahme und Ermittlung der Pfahltragfähigkeit am Ende der Rammung („end of driving“)
- Demobilisierung des Installationsschiffs und des erforderlichen Equipments

- Phase III
- Mobilisierung des Installationsschiffs und des erforderlichen Equipments.
  - Durchführung von 3 statischen Pfahltests
  - Durchführung von 3 dynamischen Pfahltests (Restrike-Tests)
  - Lärminderungsmaßnahmen
  - Entsorgung der Pfähle („decommissioning“)
  - Demobilisierung des Installationsschiffs und des erforderlichen Equipments

- Phase IV
- Auswertung und Analyse der Messdaten und Erstellung des Testberichts

Sämtliche Leistungen wurden in enger Abstimmung mit dem Bauherrn und seinem Geotechnischen Sachverständigen erbracht.

### 3.2 Anforderungen von Iberdrola

Iberdrola hatte im Vertrag die Randbedingungen für diese Durchführung der Pfahltests angegeben und folgende Unterlagen zur Verfügung gestellt:

- Vorgabe der 3 Standorte
- Pfahlbemessung für die 3 Standorte einschließlich der maximalen Prüflast
- Geotechnische und geophysikalische Berichte
- Freigabe der Standorte aus UXO-Sicht
- Videos zur Sicht Unterwasser aus der geotechnischen Kampagne

Weiterhin waren die folgenden Anforderungen an die Pfahlinstallation und die Pfahltests zu erfüllen:

- Rammenergie des Hammers soll den Bodenwiderstand vollständig mobilisieren
- Minimale Rammenergie für den „Re-strike Test“ in Phase III: > 80% x 800 kJ
- 2 unabhängige Messwertaufnehmersysteme pro Testpfahl, 1 System besteht aus zwei Beschleunigungsaufnehmern und zwei Dehnungsmessstreifen
- Auslegung und Bemessung des Equipments für die von (COWI/IMS,2014) ermittelte erforderliche maximale Prüflast

- Definition der Versagenskriterien des Pfahls: Erreichen der maximalen Prüflast, Pfahlverformung auf Zug  $> 0,1 \cdot D$  (EA-PFÄHLE, 2012) oder Überschreiten des Kriechmaßes
- Zeitlicher Ablauf des statischen Pfahltests mit den zugehörigen Laststufen
- Messwertauflösung der Wegaufnehmer am Pfahlkopf: 0,06 mm
- Messwertauflösung der Kraftmessdosen  $\leq 20$  kN
- Empfehlung keine „Jack-up Barge“ zu verwenden, um mögliche Einschränkungen aus den dann vorhandenen „Fußabdrücken“ in der zukünftigen Installationsphase der Jackets zu vermeiden: BMOS Wahl DP2-Schiff (siehe auch Abschnitt 4.1)
- Lärmbegrenzung auf 160 dB SEL in 750m Entfernung (gemäß BSH)
- Rammbarkeitsstudien
- Bemessung der Pfähle für weitere temporäre Zustände wie Heben oder Installation
- Installationstoleranzen:  $\pm 3$  m horizontal zum vorgegebenen Standort,  $\pm 0,25$  m für das vertikale Pfahlkopfniveau,  $\pm 1$  % Abweichung zur Senkrechten

#### 4 Ausführungskonzept

Das Ausführungskonzept für die Installation der Pfähle und der mindestens 10 Wochen darauf folgenden statischen und dynamischen Probelastungen sah vor, von einem schwimmenden Schwerlastschiff aus alle geplanten Installations- und Unterwasserarbeiten autark ausführen zu können. Sowohl die Pfähle als auch die erforderlichen Haupt- und Hilfsgeräte wurden von Bord des Schiffes aus, mit Hilfe der zwei bordeigenen 1000 t Kräne installiert.



Abbildung 3: Schwerlastschiff MV LONE im Basishafen Sassnitz

#### 4.1 Installationsschiff MV LONE

Als Installationsschiff kam das Schwerlastschiff MV LONE zum Einsatz (vgl. Abbildung 3). Die MV LONE mit einer Länge von 160,5 m und einer Breite von 28 m besitzt eine freie Deckfläche von ca. 3300 m<sup>2</sup>. Durch die Anzahl an zusätzlich erforderlichen Technikern und Installationspersonal, die die Kapazität des Schiffes überschritt, wurde ca. ein Viertel der Deckfläche für einen zusätzlichen fünfstöckigen Unterkuftsblokk genutzt.

Auf der Backboard Seite des Schiffes befinden sich zwei 1000 to Kräne, die alle projekt-spezifischen Beladungs- und Installationsarbeiten durchführen konnten. Die LONE war durch ihr DP2 System (Dynamic Positioning) in der Lage ihre Position offshore im Rahmen der geplanten Wetterbedingungen stabil beizubehalten, bzw. sich bei Bedarf im Dezimeterbereich genau zu positionieren, um die notwendigen Hebe und Installationsarbeiten durchführen zu können. Durch das schiffsintere satellitengestützte Navigationssystem, sowie das akustische Unterwasserpositionierungssystem wurden die Installationsarbeiten sowohl Über- als auch Unterwasser wirkungsvoll unterstützt (siehe auch 4.5 Vermessungstechnik).



Abbildung 4: Rammschablone im Basishafen Sassnitz

## 4.2 Rammschablone

Zur Installation der Pfähle kam eine von BMOS in Zusammenarbeit mit der Bilfinger Maschinenteknik speziell für die genannten Projektanforderungen entwickelte Rammschablone zum Einsatz (Abbildung 4). Die Rammschablone mit den Abmessungen von 26,5 m x 19,0 m war eine bis zu 170 to schwere vierfüßige Konstruktion mit bis zu 15 m Höhe, die mit zwei Pfahlhalteebenen die Installation von drei Pfählen in der Reihe und in gleicher Flucht ermöglichte, um die erforderliche Genauigkeit für die später eingesetzte Lasttraverse zu ermöglichen.

Die Rammschablone wurde dafür einmalig auf dem Meeresboden abgesetzt und nach der Installation aller drei Pfähle der jeweiligen Lokation wieder an Bord gehoben. Die Konstruktion war mit verschiedenen Mess- und Kamerasystemen ausgerüstet, um die Unebenheiten des Meeresbodens auszugleichen und die Unterwasserinstallation der Pfähle zu überwachen. Durch die eingebauten hydraulischen Systeme war es möglich die vier Füße der Konstruktion unabhängig voneinander aus- und einzufahren und somit die Schablone zu nivellieren. Die Trichter der oberen und unteren Pfahlführung konnten hydraulisch geöffnet und geschlossen werden, um das Passieren der Sensortechnik am Pfahl und der Rammhaube durch die Rammschablone zu ermöglichen.

Alle Systeme konnten über Versorgungsleitungen, die von der Schablone zum Schiff liefen, vom Hauptdeck aus bedient werden. Zur Installation der Rammschablone wurde diese von der LONE auf dem Meeresboden abgesetzt und das verwendete Hebegeschirr mit Hilfe eines ROV an- bzw. abgeschlagen.



Abbildung 5: Hydraulischer Hammer MHU 800S

### **4.3 Hydraulischer Hammer**

Für die Rammarbeiten wurde der ca. 150 to schwere hydraulische Hammer MHU 800S ausgewählt (siehe Abbildung 5). Der Hammer wurde horizontal an Deck gelagert und für die Rammarbeiten mittels des Heckkrans der LONE aufgerichtet, bevor der Hammer auf den sich unter Wasser befindenden Pfahl mit Hilfe von ROV Überwachung aufgesetzt wurde.

### **4.4 ROV**

Zur Durchführung der auftretenden Überwachungs-, Inspektions- sowie, An- und Abschlagarbeiten kam ein ROV (Remote Operated Vehicle) zum Einsatz. Das ROV wurde mittels LARS System (Launching and Recovery System) ohne Gefahr gegenüber den laufenden Strahlrudern der LONE zur Unterwassereinsatzstelle gebracht.

### **4.5 Vermessungstechnik**

Zur Erfüllung der erforderlichen Installationstoleranzen hinsichtlich der Position des mittleren Pfahls je Lokation, sowie für die Optimierung der Überwachungsmöglichkeiten aller Unterwasserarbeiten, wurden im Bilfinger Kontrollcontainer an Bord der LONE alle Navigationsdaten aus dem Schiffssystem auf einem Monitor visualisiert, wodurch die Offshoremannschaft in der Lage war die tatsächlichen Positionen des Schiffes, der Rammschablone und des ROVs aktuell auf dem Bildschirm zu verfolgen und zu interpretieren.

### **4.6 Referenzrahmen**

Der für den Zugversuch der Phase III erforderliche Referenzrahmen (Abbildung 14) besteht aus einer umgebauten Variante der Rammschablone (vgl. Abschnitt 4.2), deren untere Rahmenkonstruktion mit den vier Füßen beibehalten wurde. In der Mitte des Rahmens wurde eine nach unten weisende Trichterkonstruktion zum Einfädeln des Referenzrahmens über den mittleren Testpfahl montiert. Oberhalb des Trichters liegt ein Ankerring auf der Konstruktion auf, welcher über Extensometersensoren fest mit dem Referenzrahmen verbunden ist. Mit Hilfe der am mittleren Testpfahl außen angeschweißten Knaggen, liegt der Ankerring beim Überstülpen des Referenzrahmens auf diesen Knaggen auf, um beim nachfolgenden Zugversuch die auftretende Verschiebung zwischen Pfahl und Referenzrahmen zu messen.

renzrahmen zu messen. Vergleichbar zur Rammschablone ist auch der Referenzrahmen mit hydraulischen Systemen und Neigungssensoren ausgerüstet, um den Rahmen vor dem eigentlichen Lastversuch zu nivellieren.

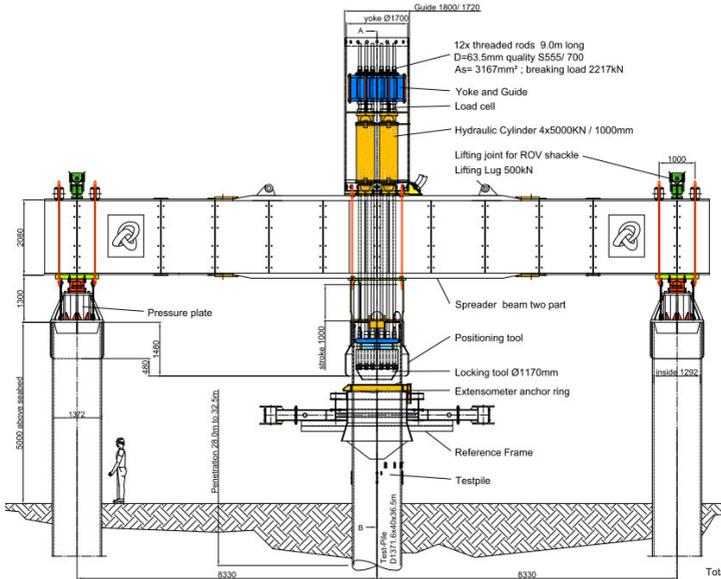


Abbildung 6: Lasttesttraverse mit Reaktionspfählen und Referenzrahmen

#### 4.7 Lasttraverse

Die skizzenhafte Darstellung der Lasttraverse zeigt Abbildung 6. Die Lasttraverse war in ihrer prinzipiellen Konstruktion ein 18,5 m langer und 2 m hoher doppelter I-Träger, der in seiner Mitte mit einer hydraulische Verschlusseinheit („locking tool“) zum Pfahl, sowie mit vier darüber liegenden Pressen ausgestattet war, um die geforderte Zuglast auf den mittleren Pfahl aufbringen zu können. Die jeweiligen Enden des Trägers waren mit Auflagern für die beim statischen Zugversuch genutzten Reaktionspfähle ausgerüstet. Das Gesamtgewicht von Stahlkonstruktion und hydraulischer Einheit lag bei ca. 110 to. Die besondere Herausforderung war die UW-taugliche Planung und Ausführung der Traverse. Wesentlich Bestandteile dieses Konzepts waren die hydraulischen Pressen zur Lastaufbringung und die Lasteinleitung über Joch, Zugstäbe und hydraulisches Verschlusssystem („locking tool“) in den Testpfahl.

In der Installationsphase wurde die Lasttraverse ohne Hydraulik und äußere Auflagerkonstruktionen auf dem Schiff mitgeführt (Abbildung 7). Hierdurch konnten optionale Anpassungen der Traverse an den Ist-Status der drei Pfähle (aufgemessen nach der Installation der Pfähle in der Phase II) kurzfristig durchgeführt werden.



Abbildung 7: Lasttraverse während der Installationsphase

#### 4.8 Lärmschutzkonzept

Zur Minderung der Lärmbelastung auf die Unterwasserfauna während der Rammarbeiten kam ein vorab auf dem Meeresboden abgelegter einfacher Blasenschleier zum Einsatz, der während der Rammarbeiten von einem zusätzlichen Schiff aus mittels an Deck befindlichen Kompressoren mit Luftdruck bedient wurde. Zusätzlich wurde der Rammvorgang mit einem Soft Start begonnen (einzelne Schläge oder Schlagintervalle mit minimaler Energie in entsprechenden Pausenintervallen). Passiv wurden vor Beginn der Arbeiten Unterwasservergrämungssysteme in Form von „Pingern“ und „Seal Scarer“ eingesetzt. Abbildung 8 zeigt den Großen Blasenschleier im Betrieb. Die aufsteigenden Luftblasen sind deutlich an der Wasseroberfläche zu erkennen.



Abbildung 8: Großer Blasenschleier

#### **4.9 Basishäfen**

Als anfängliche Mobilisierungshäfen wurden Rostock und Sassnitz gewählt. Im Zuge der Mobilisierung der LONE wurden in Rostock alle Seetransportsicherungskonstruktionen montiert bzw. an Deck aufgeschweißt, sowie die Verladung der aus Aschersleben per Landtransport kommenden Pfähle auf die LONE durchgeführt.

Im Hafen von Sassnitz wurde die restliche projektspezifische Ausrüstung geladen und für die Offshore-Operationen einsatzfähig gemacht und getestet. Durch die kurze Anfahrt in das Wikinger Testfeld von diesem Hafen aus, diente Sassnitz während des Projektes als Schutzhafen, sowie als Re- und Demobilisierungshafen zwischen den Einsatzphasen und nach Abschluss aller Offshorearbeiten.

### **5 Ablauf Phase II – die Pfahlinstallation**

#### **5.1 Messkonzept**

Neben der Einbringung der Testpfähle auf die geplante Tiefe bestand die Aufgabe in der Phase II darin, die Rammung messtechnisch als sogenannte rambbegleitende Messung (Pile Driving Analysis / PDA) zu erfassen. Hierbei wird über spezielle UW-Sensoren die Dehnung und Beschleunigung jedes einzelnen Rammschlages in der Nähe des Pfahlkopfes aufgezeichnet. Aus den aufgezeichneten Daten können zahlreiche Informationen über den gesamten Verlauf der Rammung gewonnen werden. Beispielsweise seien hier ge-

nannt: maximale Geschwindigkeit, maximale Kraft, maximale Druck- und Zugspannung, maximale Energie, Übertragungseffizienz zwischen Hammer und Pfahl, Anzahl der Rammschläge oder die Rammzeit. Zusätzlich kann jeder einzelne aufgezeichnete Rammschlag mit einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung (Signal Matching) ausgewertet werden, um Mantelreibung, Spitzendruck und Gesamttragfähigkeit zu bestimmen. Im Rahmen des Projektes Wikinger wurde mindestens der letzte Rammschlag jedes messtechnisch überwachten Pfahles nach der Signal Matching Methode ausgewertet (hier: Allwave DLT) um Kenntnisse über die Bodenwiderstände am Ende der Rammung gewinnen zu können.

Für jeden Testpfahl sind zwei individuelle UW-Messsysteme zum Einsatz gekommen. Das Messsystem ist in der nachfolgenden Abbildung 9 schematisch dargestellt.

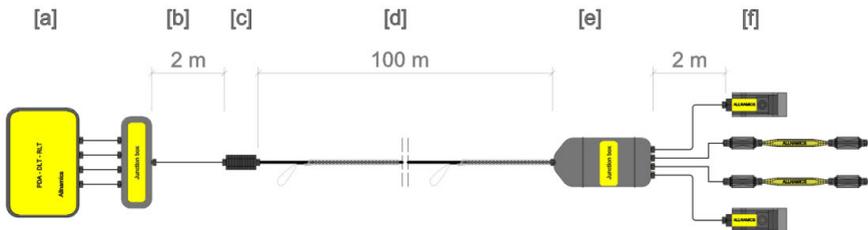


Abbildung 9: Aufbau des UW-Messsystems (Allnamic)

Jedes Messsystem besteht aus jeweils zwei wasserdichten Beschleunigungssensoren und Dehnungsmessstreifen [f], die fest mit dem Pfahl verbunden sind. Die vier Datenkabel je Messsystem werden in einer wasserdichten Verteilerbox [e] gesammelt und über ein ca. 100 m langes Hauptkabel [d] an Borde des Schiffes geführt. Am Ende des Hauptkabels ist ein wasserdichter Stecker [c] zur Unterwasserlagerung zwischen Phase II und Phase III angebracht. Von dem Stecker werden die Informationen aller vier Sensoren über eine weitere Verteilerbox [b] mit der Messwerterfassungsanlage [a] verbunden. Die Lage der Sensoren am Pfahl sowie die sich im Betrieb befindende Messwerterfassungsanlage (PDR) zeigt Abbildung 10.

Aus Vorversuchen konnte eine Wasserdichtigkeit des Messsystems bis in Tiefen von mind. 65 m für den beschriebenen Versuchszeitraum (>10 Wochen) garantiert werden.

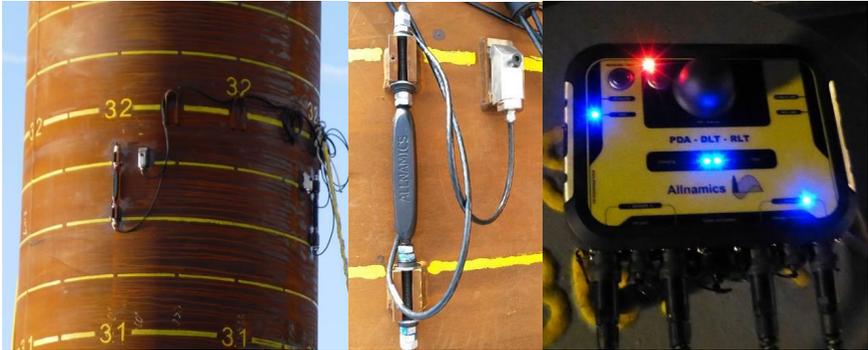


Abbildung 10: UW-Dehnungs- und UW-Beschleunigungssensoren am Pfahl (Links / Mitte), Messwerterfassungsanlage (Rechts)

## 5.2 Installation

Die Installation der insgesamt neun Rohrpfähle (drei Reaktionspfähle, drei Pfähle für den dynamischen Restrike Test, drei Pfähle für den statischen Zugversuch) wurde schwimmend, vom Deck der LONE durchgeführt.



Abbildung 11: Monitoring der Rammung durch UW Kameras

Nach der Positionierung des DP2 Schiffes an der Lokation wurde in einem ersten Schritt die Rammschablone (vgl. Abbildung 4 und Abbildung 12) auf dem Meeresboden abgelassen. Anschließend wurde unter Beobachtung eines ROVs jeweils erst der mittlere Pfahl (für den statischen Zugversuch in der Phase III) in die Pfahlführung eingefädelt und abgesetzt, der Hammer aufgesetzt und in der Folge auf die geplante Absetztiefe geschlagen. Die Überwachung der Pfahleindringung erfolgte durch in zwei Ebenen am Template befestigte Kameras. Beispielhaft zeigt Abbildung 11 den Pfahl im oberen Bereich des Template

tes, aus einer Entfernung von ca. 1,0 m sowie im unteren Bereich des Templates aus einer Entfernung von  $> 0,5$  m.

Durch die Überwachung der Pfahleindringung konnte sichergestellt werden, dass die hydraulisch verfahrbare obere und untere Pfahlführung rechtzeitig, bevor die Sensorebene diesen Bereich erreicht, geöffnet wurde. Hierdurch konnte sichergestellt werden, dass es zu keinem Kontakt zwischen Sensoren, Kabeln und der Pfahlführung kommt. Analog wurden in der Folge die beiden weiteren Pfähle eingebracht, wobei nur der für den Restrikt-Test konzeptionierte Pfahl messtechnisch bestückt war und hier ebenfalls die Rammung kontinuierlich aufgezeichnet wurde (PDA). Einzelne Ereignisse aus der Phase II zeigt Abbildung 12.

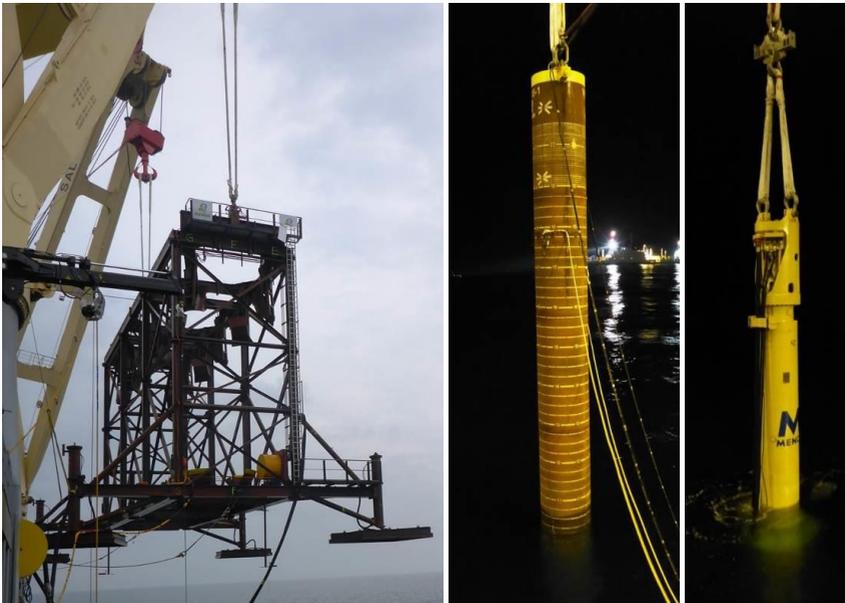


Abbildung 12: Installation der Testpfähle in der Phase II

Nach der Fertigstellung der Rammarbeiten wurde das jeweilige Hauptkabel der Messsysteme auf dem Meeresboden mittels ROV neben dem zugehörigen Pfahl kontrolliert abgelegt. Hierdurch konnte sichergestellt werden, dass die Kabel in der Zeit zwischen Phase II und Phase III gesichert im Bereich der Pfähle liegen.

### 5.3 Ergebnisse

Alle neun Pfähle konnten innerhalb kürzester Zeit installiert werden, wobei die geforderte Einbindetiefe zentimetergenau eingehalten wurde. Der nach dem BSH geforderte Grenzwert von 160 dB (SEL) bzw. 190 dB (peak-to-peak) in 750 m Entfernung konnte bei allen Testpfählen eingehalten werden.

Die nach der Installation der insgesamt drei Testpfähle je Lokation gemessene Abweichung aus dem geplanten Lot betrug nur wenige Millimeter bis Zentimeter. Während der rambbegleitenden Messungen konnte an jedem Pfahl jeder einzelne Rammschlag durch beide Messsysteme (redundantes System) erfasst werden. Kein einziger Sensor ist während der Pfahlinstallation ausgefallen. Neben der Robustheit der Sensoren ist dies auch durch das rechtzeitige Öffnen der jeweiligen Pfahlführung am Template zu begründen, ohne hierbei Einbußen in Bezug auf die Lotrechte der Pfähle in Kauf zu nehmen.

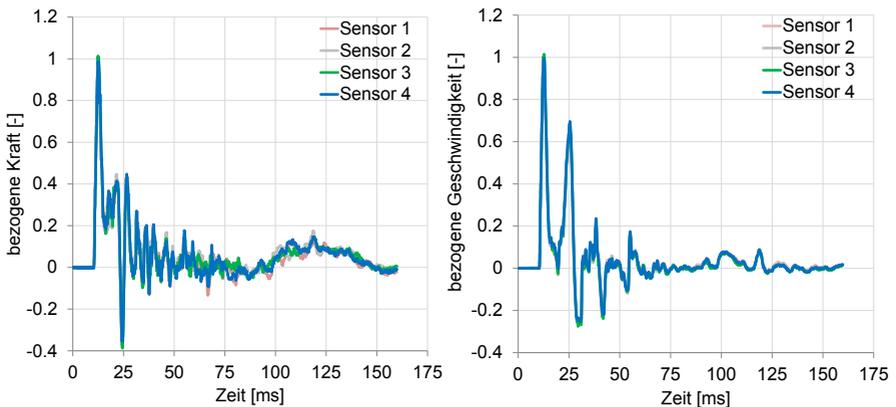


Abbildung 13: bezogene Kraft und Geschwindigkeit über die Zeit (letzter Rammschlag)

Beispielhaft zeigt Abbildung 13 das Messergebnis als bezogene Kraft und Geschwindigkeit über die Zeit für den letzten Rammschlag eines Testpfahles. Alle vier Sensoren (zwei Messsysteme) zeigen identische Messwerte. Hierdurch konnte sichergestellt werden, dass alle Sensoren auch noch am Ende der Rammung voll funktionstüchtig waren

Zusätzlich konnten die im Rahmen von Voruntersuchungen durchgeführten Rammsimulationsstudien der Fichtner Water & Wind GmbH (FWW), Hamburg durch die Messergebnisse bei der Pfahleinbringung bestätigt werden. Sowohl die Eindringung der Pfähle aus

Eigengewicht als auch die Anzahl der Rammschläge über Einbindetiefe zeigten sehr ähnliche Ergebnisse im Vergleich mit den Simulationen.

Die gesamte Installation der Pfähle in der Phase II kann daher als großer Erfolg gewertet werden.

## 6 Ablauf Phase III – der statische Pfahltest

### 6.1 Messkonzept

Nach Ablauf der erforderlichen 10-wöchigen Wartezeit wurde das Installationsschiff LONE wieder mobilisiert. Die Wartezeit wurde für die erforderlichen Um- und Anbauarbeiten des Testequipments genutzt wie z.B.:

- Umbau der Rammschablone zum Referenzrahmen (siehe Abbildung 14)
- Umbau der Lasttesttraverse

Zu den verwendeten Messgeräten gehörten u.a. die zwischen Testpfahl und Referenzrahmen angebrachten Wegaufnehmer, die Kraftmessdosen zwischen Hydraulikpressen und Joch oder Neigungssensoren auf der Lasttraverse.

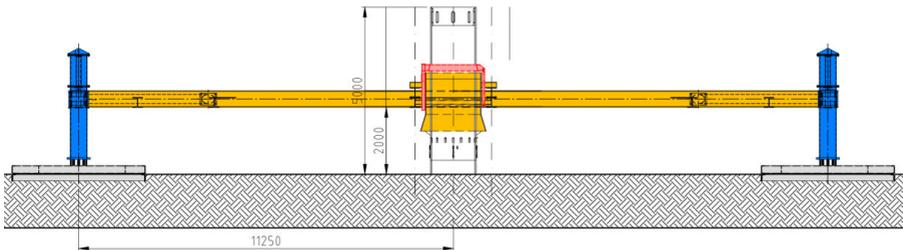


Abbildung 14: Referenzrahmen mit Wegaufnehmersystem

Weiterhin verfügte der für den dynamischen Restrike Test vorgesehene Testpfahl über das in Abschnitt 5.1 beschriebene redundante UW-Messsystem.

### 6.2 Durchführung des statischen Zugversuchs

Bei Erreichen der jeweiligen Lokation und nach Abschluss der groben Positionierung des Installationsschiffes LONE wurden im ersten Schritt die auf dem Meeresboden abgelegten

Sensorkabel geborgen und an Deck gesichert bzw. an das Messsystem angeschlossen. Alle Sensoren zeigten, dass sie die Zeit unter Wasser schadlos überstanden haben.

Im zweiten Schritt wurde der Referenzrahmen über den mittleren Pfahl gestülpt und auf dem Meeresboden abgesetzt. Die Wegaufnehmer wurden hierbei mit dem Pfahl verbunden. Nach der Nivellierung des Rahmens wurde die Lasttraverse in den mittleren Pfahl eingefädelt und danach für das Einführen der Auflager in und auf die Reaktionspfähle mit dem ROV entsprechend orientiert. Vor Beginn des eigentlichen Tests wurde der Zugpfahl fest mit der Lasttraverse verbunden.

Der Versuch wurde entsprechend der Vorgaben des Bauherrn gesteuert. Die schrittweise Be- und Entlastung wurde EA-Pfähle konform in drei Laststufen bis zu charakteristischen Last gefahren, entlastet und im Anschluss in mind. 12 weiteren Laststufen bis zur Maximallast gefahren. Abschließend wurde die Last in vier Lastschritten bis zur Vorlast entlastet.

Während des Versuches wurden die Pfahlhebung sowie die aufgebachte Last hochfrequent gemessen und protokolliert. Das Kriechkriterium konnte versuchsbegleitend zu jedem Zeitpunkt bestimmt werden.

Nach Abschluss aller Arbeiten wurde die Verbindung zwischen Zugpfahl und Lasttraverse gelöst und die Lasttesttraverse zurück auf das Schiff gehoben. Der Referenzrahmen verblieb zunächst auf dem Meeresboden, um durch daran montierte und ausgerichtete Kamerasysteme die Setzung des nächststehenden Testpfahls für jeden Rammschlag bei der dynamischen Probelastung zu erfassen.

### **6.3 Dynamische Probelastung (DLT)**

Bei der dynamischen Probelastung (Restrike Test) wurde der Hammer auf den messtechnisch bestückten Pfahl (vgl. Abschnitt 5.1) aufgesetzt und durch einen Rammschlag mit möglichst hoher Energie belastet. Während des Rammschlages wurden die Pfahldehnung und die Pfahlbeschleunigung über die Sensoren hochfrequent (Abtastrate von ~45.000 Hz) in der Messebene erfasst. Mit Hilfe der am Referenzrahmen befindlichen Unterwasser-Kamera wurde zudem die Bewegung des Pfahls infolge des Rammschlages protokolliert (vgl. Abbildung 16).

## 6.4 Ergebnisse

Abbildung 15 zeigt das Ergebnis einer statischen Probelastung (links) sowie einer dynamischen Probelastung (rechts). Die Ergebnisse wurden nach einer Standzeit von mehr als 10 Wochen aufgezeichnet.

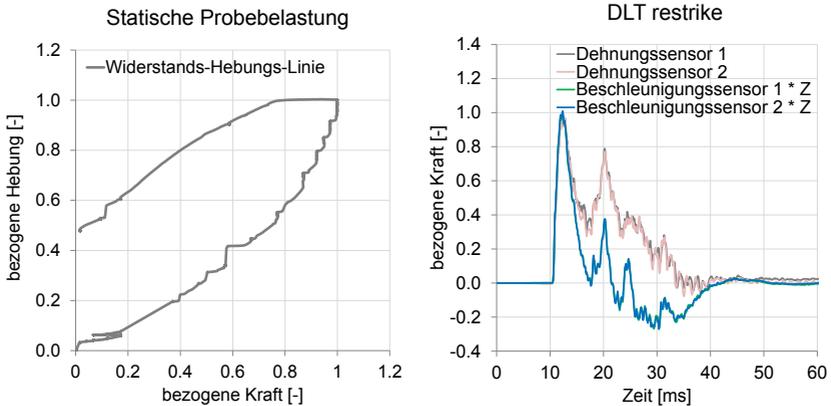


Abbildung 15: Statische und dynamische Probelastung

Durch die gewählte Messtechnik für die statische Probelastung (Zug) konnten alle Kriterien wie maximale Zugkraft, maximale Verformung sowie das jeweilige Kriechkriterium exakt gemessen und nachgewiesen werden. Das Ergebnis der statischen Probelastung kann, insbesondere durch die Lage des Versuches in einer Wassertiefe von ca. 40 m, als hervorragend bewertet werden.

Vergleichbare, sehr gute Ergebnisse wurden auch bei der dynamischen Probelastung (Restrike Test) des direkt angrenzenden Probepfahles erzielt. Gezeigt ist der Verlauf der Kraft  $F(t)$  sowie der mit der Pfahlimpedanz multiplizierten Geschwindigkeit  $v \cdot Z(t)$ . Sowohl die Dehnungssensoren also auch die Beschleunigungssensoren zeigen einen nahezu identischen Verlauf. Die Deckungsgleichheit (Proportionalität) zwischen  $F(t)$  und  $v \cdot Z(t)$  im Anfangsbereich bestätigt ebenfalls die sehr gute Qualität der Messdaten. Die Setzung des Rammschlages wurde durch eine auf den Pfahl gerichtete und am Referenzrahmen befestigte Unterwasser-Kamera gemessen. Das Bild der Unterwasserkamera zeigt Abbildung 16.

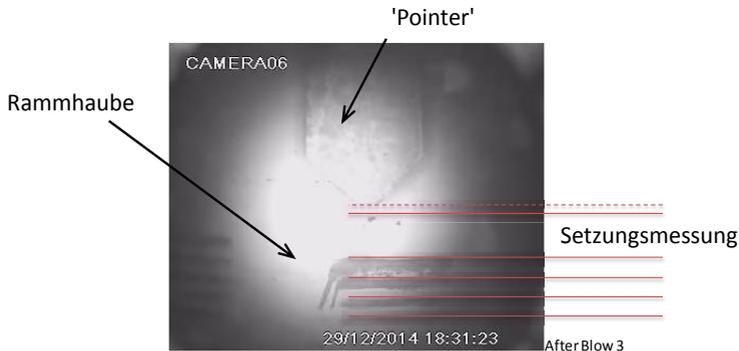


Abbildung 16: UW-Kamera (Blick auf Rammhaube und 'Pointer')

## 7 Zusammenfassung

Iberdrola leistet mit der in dieser Form bisher einmaligen UW-Pfahltestkampagne in Wassertiefen bis 40 m Pionierarbeit für die Offshore-Windenergiebranche. BMOS konnte die Versuche mit innovativem Know-How erfolgreich durchführen.

- Die Installation der Pfähle mit Hilfe der maßgeschneiderten Rammschablone führte zu den erforderlichen Genauigkeiten der Testpfähle hinsichtlich Neigung und Abstand zueinander oder Einbindetiefe am Ende der Rammung.
- Das Messkonzept aus Neigungssensoren, unterstützenden Kameraaugen an Rammschablone und ROV oder Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmern erlaubte die zuverlässige Aufzeichnung und Dokumentation der Pfahlinstallation
- Ein Hindernis war die zeitweise schlechte Sicht in der Nähe des Seebodens
- Die statischen Pfahltests konnten mit dem eigens entworfenen Gerät zuverlässig und somit erfolgreich durchgeführt und dokumentiert werden.
- Im Rahmen der dynamischen Probelastungen (Restrike Tests) konnten Dehnung, Beschleunigung und Setzung in der geforderten Qualität und Größe erfasst werden.
- Sämtliche für die Durchführung der „Wikinger“-Pfahltests entwickelten Geräte haben ihre Aufgabe erfüllt und somit maßgeblich zu einem erfolgreichen Projekt beigetragen.

## Literatur

**BSH**; Standard Konstruktion, Anwendungshinweise für den Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“, *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH)*, Hamburg, 19.01.2012

**COWI/IMS**; Pile load test concept - based on geotechnical main campaign, *Wiking Offshore Windfarm, Document no: A031412-008-RP, Version 2.1*, 14.05.2014.

**DIN 1054:2010-12**; Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, *Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN)*, Berlin

**EA Pfähle**; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.*, Ernst und Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2012

**Eurocode 7-1 / DIN EN 1997-1:2009-09**: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009, *Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN)*, Berlin

**Iberdrola**, Schedule 1 – Scope of Works, *Wiking Offshore Windfarm, Document ID: WIK-CIV-T-IB-0518 Schedule 1, Revision 7*, 19.05.2014.

## Autoren

---

Dr.-Ing. Georg Merzenich	georg.merzenich@int.julius-berger.com
Julius Berger International GmbH	www.julius-berger-int.com
Gustav-Nachtigal-Strasse 3, 65189 Wiesbaden	Tel.: +49 611 708 737

Dipl.-Ing. Nils Benecke	nils.benecke@bilfinger.com
Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH	www.offshore.bilfinger.com
Kanalstrasse 44, 22085 Hamburg	Tel.: +49 40 22923 144

Dipl.-Ing. Jan Fischer	Jan.Fischer@fww.fichtner.de
Fichtner Water & Wind GmbH	www.fww.fichtner.de
Hammerbrookstrasse 47b, 20097 Hamburg	Tel.: +49 40 300673 303

# WE MAKE OFFSHORE

Bilfinger is a major supplier of solutions to the wind power industry.

As an experienced EPCI contractor, we have more than 15 years of offshore experience. In this time, we installed over 630 foundations. As a leading European Industrial Service provider we also offer inspection, repair and maintenance services for offshore wind farms.

FABRICATION. INSTALLATION. SERVICE.

From 2015, we will produce jackets, monopiles and transition pieces in our new fabrication plant in Poland. Our new production line will combine consistently high standards with maximum efficiency.

BILFINGER. MARINE AND OFFSHORE WORKS.

[www.offshore.bilfinger.com](http://www.offshore.bilfinger.com)

[www.bmo.bilfinger.com](http://www.bmo.bilfinger.com)

# WORK



**BILFINGER**

**OFFSHORE  
SYSTEMS  
AND GRIDS**



## **Hydroschall- und Vibrationsmessungen beim Rammen von Monopfählen beim OWP Amrumbank West**

Philipp Stein<sup>1</sup>, Hauke Sychla<sup>1</sup>, Benedikt Bruns<sup>1</sup>, Christian Kuhn<sup>1</sup>,  
Dr. Jörg Gattermann<sup>1</sup>, Jan Degenhardt<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig

<sup>2</sup>E.ON Climate & Renewables GmbH, Hamburg

### **1 Hydroschallminderung im Rahmen der Errichtung von Offshore-Windparks**

Bei der Errichtung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) stellen unterschiedliche Pfahlssysteme die übliche Gründungstechnik dar. Zur Ableitung der vorherrschenden Einwirkungen aus Wind, Welle und Strömung in den Untergrund werden Tripods, Jackets, Tripiles oder Monopiles verwendet (CUELLER, 2011). Zur Einbringung der Pfahlssysteme in den Untergrund werden aktuell fast ausschließlich Schlagrammen eingesetzt, welche hohe Hydroschallemissionen in das umgebende Wasser hervorrufen. Die leisere Vibrations-technik wurde zwar vereinzelt eingesetzt, z.B. beim Offshore-Windpark (OWP) Riffgat in Kombination mit Schlagrammung auf den letzten Metern, ist jedoch hinsichtlich der Einbringbarkeit und des Nachweises der Tragfähigkeit nach derzeitigem Stand der Technik nicht als gleichwertig einzustufen (FISCHER ET AL., 2013).

Bis auf weiteres ist daher, bedingt durch den Einsatz von Schlagrammen, mit einer Lärmbelastung im Wasser bei der Gründung von OWEA zu rechnen, für welche zum Schutz mariner Lebewesen vom Umweltbundesamt (UBA) vorgeschlagene Grenzwerte gelten. So darf bei Messungen in 750 m Entfernung vom Pfahl der Einzelereignispegel (sound exposure level, SEL) während der Rammarbeiten einen Wert von 160 dB re 1  $\mu\text{Pa}^2\text{s}$  und der Spitzenpegel ( $L_{\text{peak}}$ ) einen Wert von 190 dB re 1  $\mu\text{Pa}$  nicht überschreiten (UBA, 2011). Die Anforderungen an die Durchführung von Hydroschallmessungen sowie Formeln zur Berechnung der Pegelgrößen sind in den Messvorschriften der für Bauarbeiten in der deutschen ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) zuständigen Genehmigungsbehörde, des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), festgelegt (BSH, 2011).

Zur Minderung des Unterwasserschalls wurden und werden verschiedene Schallminderungssysteme entwickelt und erprobt (WILKE ET AL., 2012) von denen jedoch z.Zt. nur we-

nige für den Offshore-Einsatz zur Verfügung stehen. An erster Stelle ist hier der beim OWP Borkum West II ausgiebig untersuchte Große Blasenschleier (big bubble curtain, BBC) in verschiedenen Konfigurationen (DIEDERICHS ET AL., 2014). Als neuere Systeme sind der Noise Mitigation Screen der Fa. IHC (IHC-NMS), welcher u.a. beim OWP Riffgat eingesetzt wurde (FISCHER ET AL., 2013) sowie die HydroSoundDamper (HSD) der Fa. OffNoise Solutions, welcher beim OWP Amrumbank West eingesetzt wird (ELMER/SAVERY, 2014). Während der BBC in einiger Entfernung zum Rammpfahl um das Errichterschiff herum verlegt wird, werden IHC-NMS und HSD direkt am Pfahl eingesetzt (WILKE ET AL., 2012; BRUNS ET AL., 2014).

Aus den beim Bau von OWEA vorgeschriebenen Hydroschallmessungen wurde eine breite Datenbasis von Hydroschallemissionen bei Offshore-Rammungen gewonnen, welche für die Prognose bei zukünftigen Projekten genutzt werden. Es zeigt sich insbesondere, dass die Pegelgrößen entscheidend vom Pfahldurchmesser beeinflusst werden. Danach können die Grenzwerte für SEL und  $L_{peak}$  bei Pfahldurchmessern über 1,5 m nicht mehr ohne den Einsatz schallmindernder Maßnahmen eingehalten werden, bei üblichen Durchmessern von Monopfählen (5..7 m) wird der Grenzwert des SEL unter Berücksichtigung der von Streuungen infolge anderer Einflüsse um 15 dB bis 25 dB überschritten (BELLMANN, 2014). Messungen beim Einsatz von Schallminderungssystemen in Verbindung mit Referenzmessungen ohne Schallminderungssystem beim jeweils selben Projekt lassen überdies Aussagen über die Einfügungsdämpfungen verschiedener Schallminderungssysteme zu. Es zeigt sich, dass die oben genannten am Markt verfügbaren Schallminderungssysteme allein breitbandige Dämpfungsmaße bis 15 dB (SEL) erreichen können (BELLMANN, 2014). Wie oben beschrieben reicht dies nicht aus, um die Grenzwerte des Hydroschalls sicher einzuhalten, insbesondere wenn man bedenkt, dass sowohl die tatsächlichen Emissionen bei Offshore-Rammarbeiten als auch die Wirksamkeit der Schallminderungssysteme gewissen Schwankungen in Größenordnung einiger Dezibel unterliegen.

Zum Erreichen einer größeren Dämpfungswirkungen können Schallminderungssysteme kombiniert eingesetzt werden. Der BBC kann selbst als Doppelter Großer Blasenschleier (DBBC) an einer Baustelle ausgelegt oder in Kombination mit einem am Pfahl wirkenden Schallminderungssystem eingesetzt werden. Aufgrund der räumlichen Trennung gibt es baubetrieblich keine Beeinflussung zwischen BBC und einem am Pfahl ansetzenden

Schallminderungssystem. Beim OWP Butendiek wurde ein BBC in Verbindung mit dem IHC-NMS eingesetzt, beim OWP Amrumbank West kommen BBC und HSD kombiniert zum Einsatz (BREUCH-MORITZ, 2014).

Neben der Schallausbreitung im Wasser, welche durch den Einsatz von Schallminderungssystemen gedämpft werden soll, spielt auch die Wellenausbreitung im Boden für Hydroschallemissionen eine nicht zu unterschätzende Rolle. Wie die Ergebnisse des ESRa-Tests gezeigt haben, gilt dies insbesondere beim Einsatz von Schallminderungssystemen direkt am Pfahl. Schallemissionen aus dem durch die Rammung in Schwingung versetzten Boden können durch den Einsatz von Schallminderungssystemen nicht gemindert werden (WILKE ET AL., 2012). Zum besseren Verständnis des Gesamtsystems aus Rammpfahl, Untergrund und Meerwasser wurden im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie geförderten Forschungsvorhabens *triad* (FKZ 0325681) umfangreiche Messkampagnen beim OWP Amrumbank West durchgeführt.

## **2 Offshore-Windpark Amrumbank West**

Die E.ON Kraftwerke GmbH baut derzeit nördlich von Helgoland und westlich der Insel Amrum den OWP Amrumbank West mit 80 OWEA und einer Gesamtleistung von 288 MW. Die Gründung der Anlagen erfolgt mittels Monopiles mit Längen von etwa 55 m und einem Durchmesser von 6 m bei Wassertiefen zwischen 19 und 24 m (SELINGER, 2011). Der Baugrund ist homogen aufgebaut und besteht in den für die Gründung relevanten Schichten fast ausschließlich aus mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden. Die Installation der Monopiles und das Aufsetzen der Transition Pieces erfolgt vom Errichterschiff MPI Discovery, die Rammung der Pfähle wird mit einem Hydrohammer vom Typ MHU 1900S der Fa. Menck durchgeführt. Zur Minderung des Unterwasserschalls werden das HSD-System direkt am Pfahl von Bord des Errichterschiffes sowie der BBC um das Errichterschiff, der von einem separaten Schiff verlegt wird, eingesetzt. Aus baubetrieblichen Gründen kann das HSD-System jedoch nicht über die gesamte Rammung, sondern erst nach Erreichen einer initialen Standfestigkeit des Monopiles über diesen gehoben und abgelassen werden. Es ergibt sich daher aus Sicht des Schallschutzes ein zweigeteilter Installationsprozess: In Phase 1 erfolgt die Rammung mit verminderter Energie, sodass der BBC allein für eine ausreichende Schallminderung zur Einhaltung der Grenzwerte des Unterwasserschalls ausreicht. Da bei geringer Einbindung des Pfahles in den Baugrund

die zu überwindenden Widerstände zum Erreichen eines ausreichenden Vortriebs gering sind, ist dieses Vorgehen durchaus vertretbar. Bei einer Einbindung von etwa 12 m wird zusätzlich das HSD-System eingesetzt, sodass mit höherer Energie zur Überwindung des größer werdenden Bodenwiderstandes geschlagen werden kann.

Nähere Informationen zur Wirkungsweise des HSD-Systems und des BBC können ELMER ET AL. (2011) und DIEDERICHS ET AL. (2014) entnommen werden.

### **3      Forschungsvorhaben triad**

Bei der Installation von Gründungspfählen für OWEA werden offene Stahlrohre in den Boden gerammt. Infolge eines Schlages der Ramme auf den Pfahlkopf durchläuft den Pahl eine Dehnwelle in axialer Richtung bei gleichzeitiger radialer Verformung durch die Querdehnung. Je nach Auflagerbedingung am Fuß wird am Pfahlfuß eine Druck- oder Zugwelle reflektiert, welche den Pfahl in Abhängigkeit der Dämpfung durch den Boden mehrmals durchlaufen kann (KUHN ET AL., 2014). Die durch die durchlaufenden Wellen am Pfahl hervorgerufenen Verformungen erzeugen im Wasser eine Druckwelle, welche sich als Hydroschall im Wasser ausbreitet. Im Boden erzeugt der Pfahl durch die Verformungen am Mantel sowie den Vortrieb am Fuß Primär- und Sekundärwellen sowie Scholte-Wellen an der Grenzschicht zwischen Wasser und Boden. Die seismischen Wellen können wiederum Hydroschalldrücke im Wasser hervorrufen. Die verschiedenen Ausbreitungspfade im System Pfahl-Boden-Wasser sind in Abbildung 1 dargestellt.

Im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens *triad*, durchgeführt vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) und der E.ON Kraftwerke GmbH, soll die Wellenausbreitung im System Pfahl-Wasser-Boden bei der Rammung von Monopfahl-Gründungen unter Berücksichtigung der beiden beim OWP Amrumbank West eingesetzten Schallminderungssysteme HSD und BBC untersucht werden. Dazu wurden in drei Messkampagnen umfangreiche Dehnungs- und Beschleunigungsmessungen am Pfahl sowie Vibrationsmessungen am Meeresgrund und Hydroschallmessungen im Wasser durchgeführt. Dieser Beitrag beschäftigt sich mit den Ergebnissen der Hydroschall- und Vibrationsmessungen. Informationen zur Realisierung der Pfahlmessungen sind bei SYCHLA ET AL (2015) zu finden, erste Messergebnisse sind bereits von KUHN ET AL (2014) veröffentlicht worden.

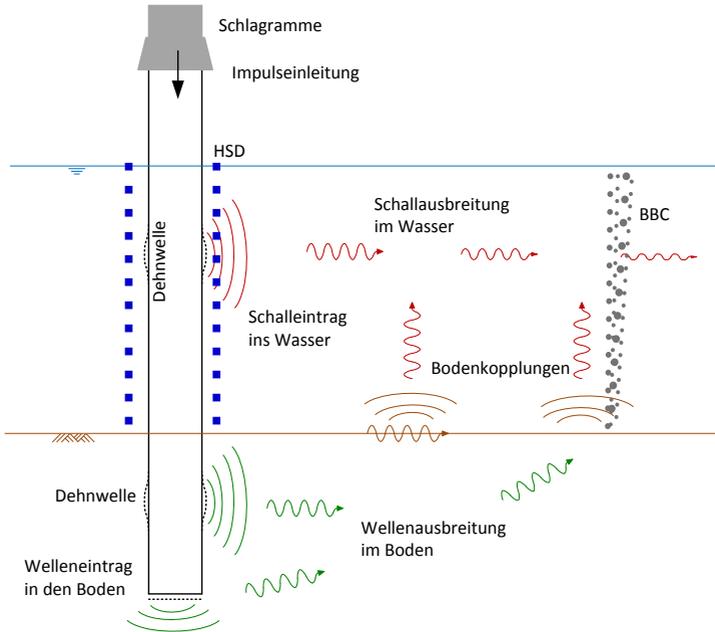


Abbildung 1: Wellenausbreitung im System Pfahl-Boden-Wasser

Die zur Untersuchung des Hydroschalls und der Bodenschwingungen ausgewählten Messlokationen im Umkreis der zu installierenden Pfähle lassen sich logistisch in einen Nahbereich und einen Fernbereich einteilen (dies ist nicht zu verwechseln mit der Unterscheidung zwischen akustischem Nahfeld und Fernfeld). Im Nahbereich wurden triaxiale Geophone und Hydrophonketten an fünf Messlokationen vom Errichterschiff und damit innerhalb des Blasenschleiers abgesetzt. Außerhalb des Blasenschleiers wurden in Entfernungen von 250 m bis 750 m an drei weiteren Messlokationen Geophone mit einzelnen Hydrophonen von Bord eines separaten Schiffes abgesetzt. Abbildung 2 zeigt im Schnitt die Positionen der Messlokationen im Nah- und Fernbereich. Die Bezeichnung der Messlokationen (ML) steht dabei für die Entfernung zum Pfahl.

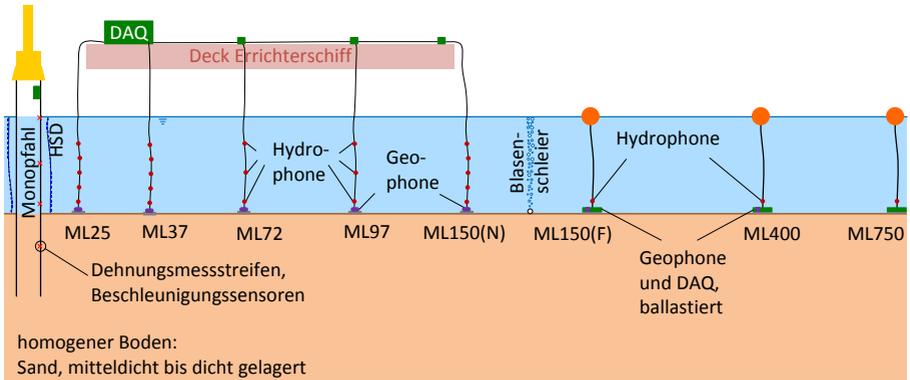


Abbildung 2: Messkonzept

Während die Messlokationen im Nahbereich durch den festen Aufbau von Hilfskränen an Deck des Errichterschiffes bei allen Ausfahrten identisch waren, wurden die Messlokationen im Fernbereich bei den einzelnen Pfählen aus Gründen maritimer Sicherheitsauflagen leicht variiert. Zudem hing die Richtung in der Messlokationen im Fernbereich angefahren werden durften, von Wind- und Strömungsrichtung ab. Aufgrund der elliptischen Form des BBC mit dem Errichterschiff als Mittelpunkt konnten Messbojen außerhalb des BBC in gleicher Entfernung wie die letzte Messlokation innerhalb des BBC ausgebracht werden (vgl. Abbildung 3).

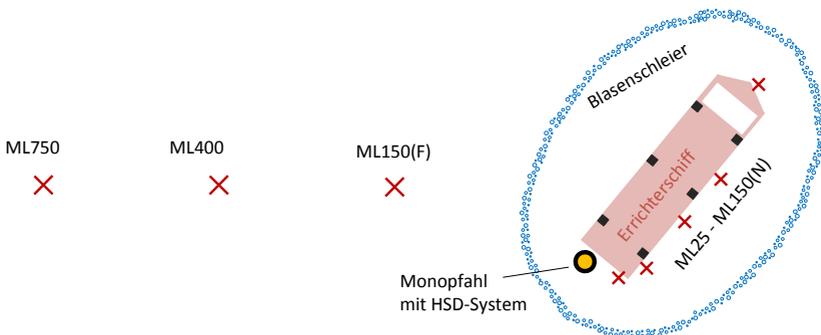


Abbildung 3: Übersicht Messlokationen

Während drei Messkampagnen wurde die Installation von insgesamt acht Pfählen messtechnisch begleitet. Dabei kamen verschiedene Schallreduktionskonfigurationen zum

Einsatz, die eine Bewertung der Wirksamkeit der unterschiedlichen Schallminderungssysteme ermöglicht. Außerdem konnte an einem Pfahl eine behördlich genehmigte Referenzmessung ohne Schallminderungsmaßnahme durchgeführt werden. Tabelle 1 zeigt eine Übersicht der im Rahmen des Forschungsvorhabens *triad* durchgeführten Messkampagnen und der dabei untersuchten Schallminderungs-Konfigurationen.

Tabelle 1: Übersicht Messkampagnen

Messkampagne	Zeitraum	Pfahl	Schallminderungssystem***
MK1	Mai 2014	A24*	DBBC + BBC + HSD
		A23	BBC + HSD
		A22*	DBBC + BBC + HSD
MK2	Oktober 2014	A44	BBC + HSD
		A32**	BBC + HSD
MK3		A77	BBC
		A66	ohne / Referenz
		A20	HSD

\*bei der Installation der Pfähle A24 und A22 wurden 2 BBC (1x doppelt, 1x einfach) eingesetzt

\*\* bei der Installation des Pfahles A32 konnten keine Messbojen im Fernbereich ausgebracht werden

\*\*\* Variationen der Schallminderungskonfigurationen wurden zwischen dem Projekt und den zuständigen Behörden abgestimmt

#### 4 Messergebnisse

Der Vergleich der gemessenen Hydroschallemissionen ermöglicht eine Bewertung der Schallminderungssysteme einzeln, sowie in ihrer Kombination. Mittels der Vibrationsmessungen am Meeresgrund können Rückschlüsse auf die Wellenausbreitung im Boden und den damit verbundenen Einfluss auf den Unterwasserschall abgeleitet werden. Die Pfahlmessungen wiederum ermöglichen genauere Untersuchungen der Mechanismen zum Schalleintrag in das umgebende Wasser. An dieser Stelle soll zunächst nur die Wellenausbreitung im Wasser und am Boden behandelt werden. Dabei wurde überwiegend auf Messungen am ungestörten System, bei der Rammung des Referenzpfahls, zurückgegriffen.

#### 4.1 Hydroschall – SEL über Rammung

Wie bereits erläutert, stellen der breitbandige SEL sowie der Spitzenpegel  $L_{\text{peak}}$  in 750 m Entfernung bei der Beurteilung von Schallminderungsmaßnahmen aus Sicht der Genehmigungsbehörde die relevanten Größen dar. Da der SEL hierbei in aller Regel maßgeblich wird, soll im Folgenden nicht weiter auf den Spitzenpegel eingegangen werden. In Abbildung 4 ist die Entwicklung des SEL über die Rammdauer des Pfahles A66 an verschiedenen Messlokalationen aufgetragen. Für die Rammung des Pfahles A66 wurden von den zuständigen Behörden Referenzmessungen ohne Schallminderungssystem erlaubt, weshalb die gemessenen Schallpegel in 750 m Entfernung den geforderten Grenzwert deutlich überschreiten. Dies war nötig, um im Rahmen des Forschungsvorhabens eine Bewertung der Wirksamkeit der eingesetzten Schallminderungssysteme einzeln und in Kombination vorzunehmen.

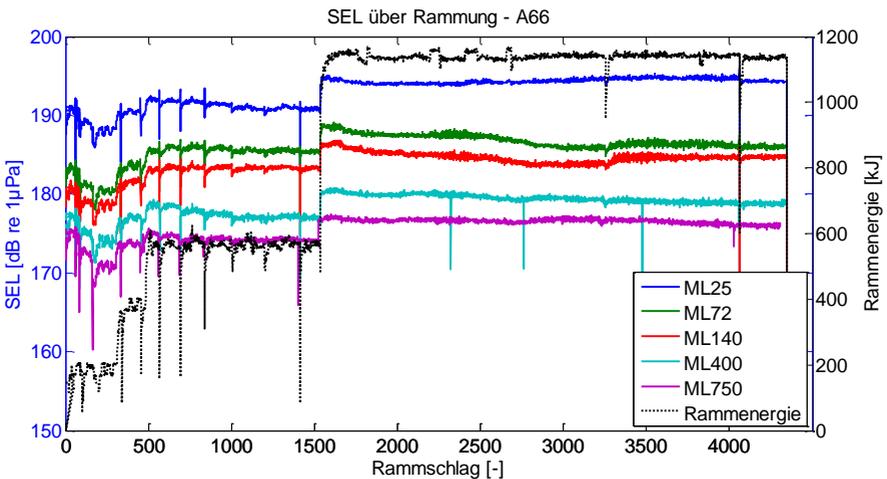


Abbildung 4: SEL über Rammung an verschiedenen ML beim Pfahl A66

Der Pegel nimmt grundsätzlich mit wachsender Entfernung zum Pfahl ab. Zudem lassen sich Sprunghafte Anstiege der Schallemission infolge Erhöhung der Rammenergie feststellen. Über die ersten ca. 400 Schläge jedoch ist eine Verringerung des SEL bei konstanter Rammenergie an allen Messlokalationen auszumachen.

Andersherum ausgedrückt sind die Schallemissionen zu Beginn der Rammung unerwartet hoch. Der Pfahl ist zu diesem Zeitpunkt noch sehr wenig in den Boden eingedrungen. Die

Dämpfung der durchlaufenden Welle durch den Einfluss der Mantelreibung ist ebenso wie die Einspannung am Pfahlfuß sehr gering. Der Pfahl kann daher weitestgehend ungehindert zu Schwingungen in verschiedenen Moden angeregt werden, Hinweise hierfür finden sich z.B. bei REIMANN UND GRABE (2015). Durch das freie Auflager am Fuß stellt sich auch ein deutlich anderes Eigenschwingverhalten ein, als bei einem fest eingespannten Pfahl, wie es im späteren Teil der Rammung der Fall ist.

Im weiteren Verlauf der Rammung bleiben die Pegelwerte auf einem Energieniveau weitestgehend stabil. Aus dem gemessenen SEL in verschiedenen Entfernungen zum Pfahl lassen sich Abklingkurven für die geometrische Dämpfung ermitteln, wie in Abbildung 5 dargestellt. Für den Bereich bis 750 m zeigt sich eine logarithmische Abnahme, wie schon ELMER ET AL. (2007) herausgefunden hatten.

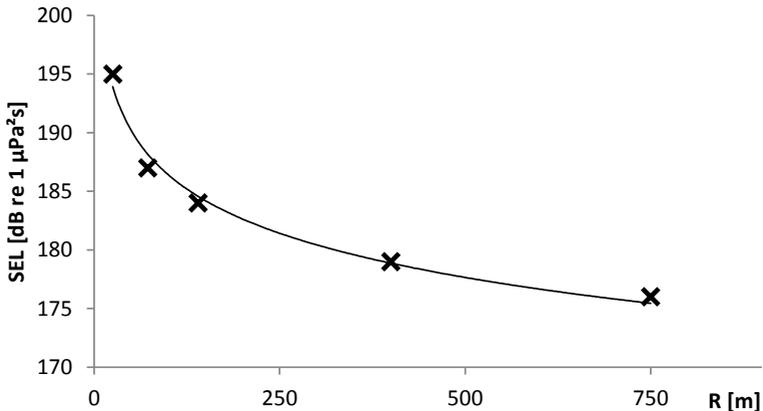


Abbildung 5: Abklingkurve SEL über Entfernung beim Pfahl A66 bei 1140 kJ

#### 4.2 Hydroschall – Frequenzspektren

Zur Untersuchung der Hydroschallemissionen im Frequenzbereich werden Terzanalysen jedes einzelnen Schläges der an allen Hydrophonen aufgezeichneten Signale durchgeführt. Durch die Mittelung der Schallpegel in den einzelnen Frequenzbereichen (Terzen) über alle Schläge mit ähnlicher Rammenergie lassen sich repräsentative Terzspektren erstellen und miteinander vergleichen. In Abbildung 6 sind die Terzspektren aller Schläge mit maximaler Rammenergie (1140 kJ) bei einem Pfahl (rot) sowie der Median jeder Terz

(schwarz) dargestellt. Lediglich die Eindringtiefe des Pfahles variiert dabei von ca. 16 m bis 30 m. Es zeigt sich eine Variation des Schallpegels von bis zu +/- 5 dB in den einzelnen Terzen.

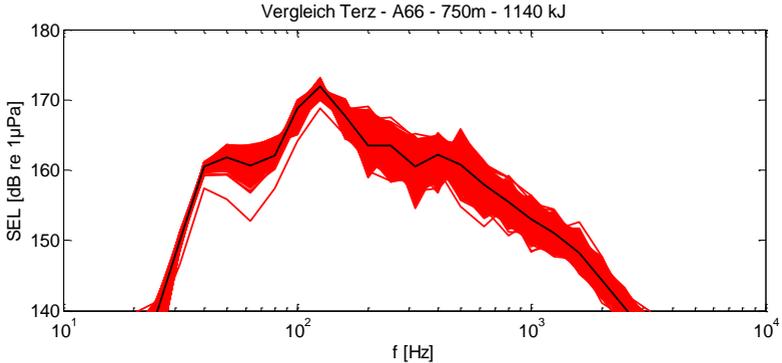


Abbildung 6: Streuung des Terzspektrum bei gleichen Randbedingungen

Durch die hohe Dichte an Hydrophonen im Nahbereich können Pegelentwicklungen frequenzabhängig über die Tiefe oder die Entfernung zur Schallquelle untersucht werden. Abbildung 7 zeigt die Terzspektren der Messungen des Pfahles A66 bei maximaler Rammenergie in einer Tiefe von 1 m über Grund an verschiedenen Messlokalationen. Da es sich wie oben erläutert um eine Referenzmessung handelt, kann die Charakteristik des Schallimpulses eines Rammeschlages auf einen Monopfähles ohne den frequenzabhängigen Einfluss eines Schallminderungssystems untersucht werden.

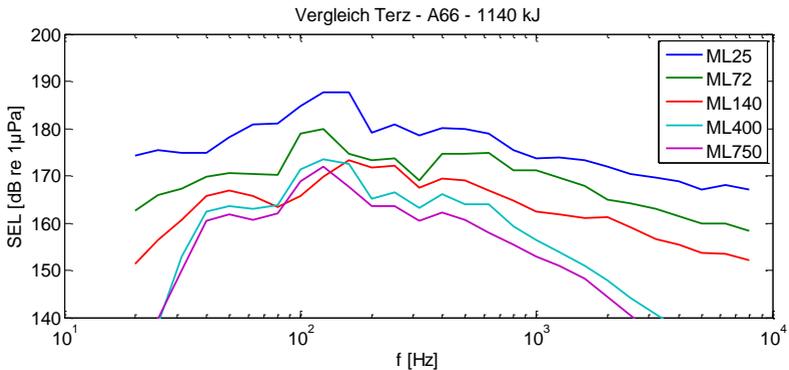


Abbildung 7: Terzspektren über Entfernung bei A66 – 1140 kJ, 1 m ü.G.

Es zeigt sich eine geometrische Dämpfung mit zunehmendem Abstand zum Pfahl über das gesamte Frequenzband, jedoch ausgeprägter in den tiefen Frequenzen unter 50 Hz sowie den hohen Frequenzen ab etwa 1 kHz. Der Abfall der Intensität im niederfrequenten Bereich lässt sich auf die untere Grenzfrequenz bei der Schallausbreitung im Wasser zurückführen, welche nach URICK (1983) durch die Formel

$$f_g = \frac{c_{\text{wasser}}}{4h} \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{c_{\text{wasser}}}{c_{\text{sediment}}}}} \text{ [Hz]} \quad (1)$$

mit

fg: untere Grenzfrequenz für die Schallausbreitung [Hz]

h: Wassertiefe [m]

$c_{\text{wasser}}$ : Schallgeschwindigkeit im Wasser

$c_{\text{sediment}}$ : Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Boden

bestimmt werden kann. Schallwellen unterhalb dieser Frequenz können sich in der Wassersäule nicht stabil ausbilden und werden daher überproportional gedämpft. Für die Randbedingungen beim OWP Amrumbank West ergibt sich die untere Grenzfrequenz zu etwa 60 Hz. Der Abfall im oberen Frequenzbereich lässt sich auf die allgemeine Frequenzabhängigkeit der geometrischen Dämpfung zurückführen, nach der kurze Wellenlängen stärker gedämpft werden als lange (BREKHOVSKIKH/LYSANOV, 2003). Ab einer Entfernung von etwa 400 m bildet sich dann ein für die Rammung von Monopfählen typisches Frequenzspektrum mit einem vorwiegenden Energieanteil im Frequenzbereich von 40 Hz bis 600 Hz heraus, welches jedoch beim Einsatz unterschiedlicher Schlagrammen leicht variieren kann.

Neben der frequenzabhängigen geometrischen Dämpfung kann mittels der Hydrophon-Arrays im Nahbereich auch die Abhängigkeit des Frequenzgehaltes der Schlagimpulse über die Wassertiefe untersucht werden. Abbildung 8 zeigt die Terzspektren an den Messlokationen in 25 m (oben) und 140 m (unten) Entfernung zum Pfahl in den verschiedenen Höhen über Grund (ü.G.).

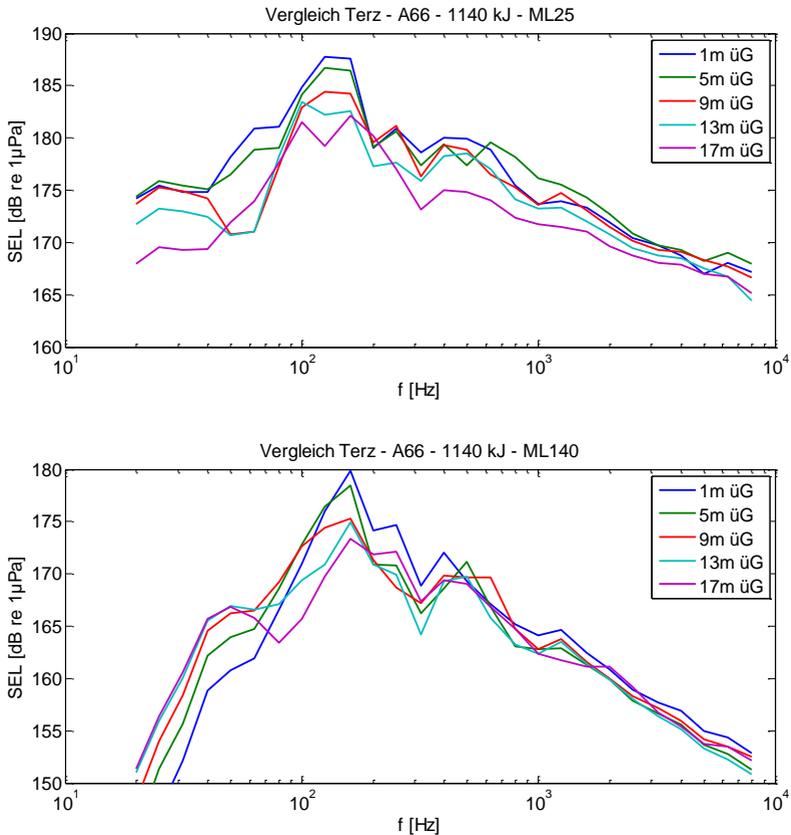


Abbildung 8: Terzspektren über Tiefe bei A66 – 1140 kJ,  
25 m vom Pfahl (oben) / 140 m vom Pfahl (unten)

Bei ML25 zeigen sich höhere Pegel (über 5 dB) in größerer Wassertiefe im pegelbestimmenden Frequenzbereich. Bei ML140 gilt dies insbesondere für die niedrigen Frequenzen bis etwa 80 Hz, in den mittleren, pegelbestimmenden Frequenzen kehrt sich die Reihenfolge z.T. um. In den höheren Frequenzen ab ca. 1 kHz wird die Tiefenabhängigkeit der Schallpegel deutlich geringer.

Insgesamt lässt sich durch die Messungen im Nahbereich feststellen, dass die Pegelintensität zum Pfahl und zum Boden hin zunimmt. Abbildung 9 zeigt dies in Form einer Schallkarte.

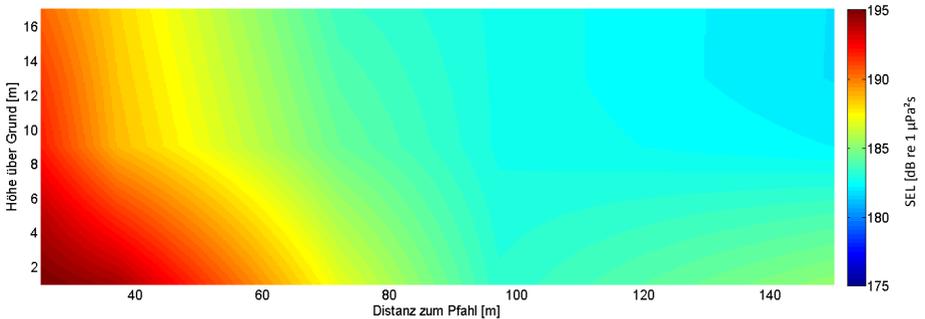


Abbildung 9: Schallkarte A66 – Nahbereich, 1140 KJ

Die geringeren Pegelwerte in ca. 100 m Entfernung zum Pfahl sind auf eine „Verschattung“ von ML97 hinter einem der Beine des Errichterschiffes zurückzuführen.

### 4.3 Hydroschall – Ausbreitung Nahbereich im Zeitbereich

Aufbauend auf der synchronisierten Datenerfassung aller Hydrophone im Nahbereich ist es möglich die zwei-dimensionale Wellenausbreitung im Wasser über die Tiefe und die Entfernung zum Pfahl zu untersuchen. Abbildung 10 zeigt die Zeitsignale des Hydroschalldruckes eines einzelnen Schlages in verschiedenen Höhen über Grund in Abständen von 25 bis 140 m zum Monopile.

Wie durch die gestrichelten Linien angedeutet, erreicht die Wellenfront zuerst das oberste Hydrophone der am nächsten zum Pfahl gelegenen Messlokation. Die weiter unten positionierten Sensoren folgen sukzessive. Diese sogenannten *Mach-Wellen* breiten sich, wie von REINHALL UND DAHL (2011) beschrieben, mit einer Neigung von ca. 17° gegen die Vertikale aus. Dieser Ausbreitungswinkel  $\varphi$  ergibt sich aus dem Verhältnis der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten in Stahl  $c_s$  und Wasser  $c_w$  zu:

$$\sin \varphi = \frac{c_s}{c_w} \quad (2)$$

Die sich daraus theoretisch ergebende Neigung der Wellenfront konnte an der dem Pfahl am nächsten liegenden Messlokation messtechnisch bestätigt werden, wobei für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in Stahl ein Literaturwert von ca. 5120 m/s angenommen

und die Schallgeschwindigkeit im Wasser mittels einer CTD-Sondenmessung zu 1487 m/s bestimmt wurde.

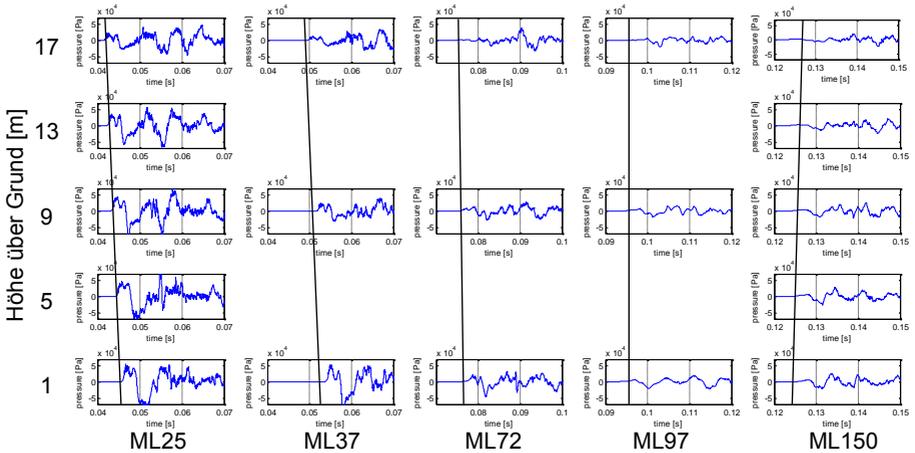


Abbildung 10: Ausbreitung der Wellenfront im Wasser

Mit größerem Abstand zum Pfahl verringert sich die Neigung der Wellenfront gegen die Vertikale zunächst, bis sie sich schließlich umkehrt und sich in einer Entfernung von 150 m der früheste Welleneinsatz am untersten Hydrophon einstellt.

#### 4.4 Bodenvibrationen – Zeitsignale

Neben den oben beschriebenen Hydroschalldaten wurden mittels Geophonen auch die Bodenschwingungen während der Rammung untersucht. Wie von BRUNS ET AL (2014b) auf Grundlagen von Messdaten des Instituts für Technische und Angewandte Physik, Oldenburg (itap) herausgefunden, finden sich in den Geophondaten zum einen niederfrequente Signale aus den Bodenvibrationen und zum anderen höherfrequente Signale, welche von den Hydroschallwellen hervorgerufen werden. Entsprechende Zeitsignale mit zugehörigen Frequenzanalysen vom Ende der Rammung des Pfahles A23 sind in Abbildung 11 zu finden.

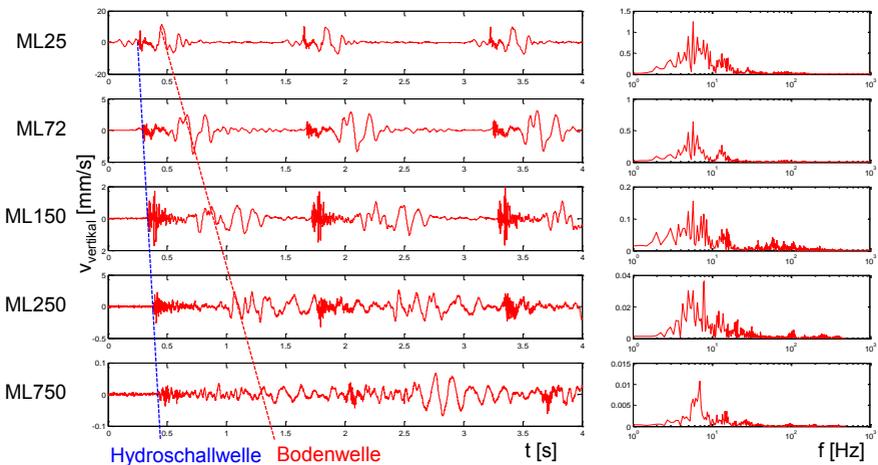


Abbildung 11: Geophon-Signale eines Rammschlages in verschiedenen Entfernungen zum Pfahl

Das hochfrequente Hydroschallsignal trifft dabei früher ein als das niederfrequente seismische Signal, wie schon durch Vibrationsmessungen beim OWP London Array ermittelt wurde (BRUNS ET AL., 2013). Die hier aufgezeichneten Bodenvibrationen stellen also keine Kompressionswellen dar, welche als so genannter Pre-Blow (WILKE ET AL., 2012) dem Hydroschallsignal vorrauseilen. Vielmehr handelt es sich um Rayleigh- bzw. Scholte-Wellen, welche sich an der Grenzschicht zwischen Boden und Wasser ausbreiten. Aus den Zeitversätzen zwischen Hydroschall und Bodenvibration lässt sich unter Zugrundelegung einer Schallgeschwindigkeit im Wasser von etwa 1500 m/s eine Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in der Grenzschicht Wasser-Boden von etwa 300 m/s ermitteln.

## 5 Fazit

Auf der Grundlage umfangreicher Hydroschall- und Vibrationsmessungen bei Pfahlrammungen im OWP Amrumbank West kann die Wellenausbreitung im Wasser und am Boden im Nahbereich des Pfahles detailliert im Zeit- und Frequenzbereich untersucht werden. Dadurch können die Ausbreitung der Wellenfront im Wasser und am Boden sowie die frequenzabhängige Dämpfung der Schallpegel beschrieben werden. Der Einfluss der eingesetzten Schallminderungssysteme HSD und BBC wurde einzeln und in Kombination

untersucht und wird aktuell weiter ausgewertet. Neben einer detaillierten Untersuchung des Einflusses der Schallminderungssysteme über das Frequenzspektrum ist eine nähere Untersuchung des Bodeneinflusses erforderlich. Außerdem wurde gezeigt, dass die Einbindetiefe des Pfahles insbesondere zu Beginn der Rammung einen großen Einfluss auf die Hydroschallemissionen hat. Hier sind weitere Untersuchungen unter Berücksichtigung auch der durchgeführten pfahldynamischen Messungen notwendig.

## 6 Danksagung

Die hier vorgestellten Messungen wurden im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderten Forschungsvorhaben *Evaluierung von zwei gemeinsam eingesetzten Schallminderungsmaßnahmen (HSD und BBC) bei den Monopile-Gründungen im OWP Amrumbank West – Untersuchung der Schallkopplungen zwischen Pfahl, Boden und Wasser – triad* (FKZ 0325681) durchgeführt. Unser Dank gilt dem Fördermittelgeber für die Finanzierung der Arbeiten und dem Projektträger Jülich für die gute Zusammenarbeit bei allen administrativen Belangen des Vorhabens. Als Kooperationspartner im Forschungsvorhaben wurden die Messungen von der E.ON Kraftwerke GmbH und E.ON Climate & Renewables ermöglicht. Besonderer Dank gilt hier den Mitarbeitern in Hamburg und der Bauleitung in Cuxhaven, die uns bei den Vorbereitungen der Messkampagnen unterstützten. Auch möchten wir uns bei den Mannschaften des Errichterschiffes *MPI Discovery* sowie der Messschiffe *Reykjanes* und *Arne Tiselius* bedanken, die uns bei der Durchführung der Messungen unterstützten. Unseren wissenschaftlichen Hilfskräften danken wir für die vielen Stunden, die sie in die Vorbereitung der Messtechnik und auch der Messung auf See investiert haben. Ohne diesen Einsatz wären derartige Vorhaben nicht möglich!

Gefördert durch:



Bundesministerium  
für Wirtschaft  
und Energie

aufgrund eines Beschlusses  
des Deutschen Bundestages

## Literatur

**M. Bellmann:** Overview of existing Noise Mitigation Systems for reducing Pile-Driving Noise. *Proceedings of 43rd International Congress on Noise Control Engineering, Inter-noise 2014, 16-19 November 2014, Melbourne, 2014*

**L. M. Brekhoskikh; Yu. P. Lysanov:** Fundamentals of Ocean Acoustics. *3rd edition, Springer-Verlag, New York, 2003*

**M. Breuch-Moritz:** Gewährleistung einer effektiven Bauüberwachung und Koordinierung auf See – Praxiserfahrungen und Lösungswege. *Vortrag auf der 2. Schallschutztagung der Deutschen Umwelthilfe am 7. Mai 2014, Berlin, 2014*

**B. Bruns:** Evaluation of hydro sound and vibration measurements during the use of the Hydro-Sound-Damper (HSD) at the wind farm "London Array". *Proceedings of 166th Meeting of the Acoustical Society of America, 2-6 December 2013, San Francisco, 2013.*

**B. Bruns, C. Kuhn, P. Stein, J. Gattermann, K.-H. Elmer:** The new noise mitigation system HydroSoundDampers: history of development with several hydro sound and vibration measurements. *Proceedings of 43rd International Congress on Noise Control Engineering, Inter-noise 2014, 16-19 November 2014, Melbourne, 2014*

**B. Bruns; P. Stein; C. Kuhn; H. Sychla; J. Gattermann:** Hydro sound measurements during the installation of large diameter offshore piles using combinations of independent noise mitigation systems. *Proceedings of 43rd International Congress on Noise Control Engineering, Inter-noise 2014, 16-19 November 2014, Melbourne, 2014*

**Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie:** Offshore-Windparks Messvorschrift für Unterwasserschallmessungen. *Hamburg, Oktober 2011*

**P. Cuéllar:** Pile Foundations for Offshore Wind Turbines: Numerical and Experimental Investigations on the Behaviour under Short-Term and Long-Term Cyclic Loading. *Dissertation, Technische Universität Berlin, Berlin, 2011*

**A. Diederichs; H. Pehlke; G. Nehls; M. Bellmann; P. Gerke; J. Oldeland; C. Grunau; S. Witte; A. Rose:** Entwicklung und Erprobung des Großen Blasenschleiers zur Minderung der Hydroschallemissionen bei Offshore-Rammarbeiten – Schlussbericht Hydroschall-Off BWII. *Förderkennzeichen 0325309A/B/C, Husum, März 2014*

**K.-H. Elmer; K. Betke; T. Neumann:** Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch die Schallimmission von von Offshore-Windenergieanlagen – Abschlussbericht Schall 2. *Förderkennzeichen 03229947, Hannover, 2007*

**K.-H. Elmer; J. Gattermann; J. Fischer; B. Bruns; C. Kuhn; J. Stahlmann:** Hydro-schalldämpfer zur Reduktion von Unterwasserschall bei Offshore-Gründungen. *Pfahl-Symposium 2011, 17./18. Februar 2011, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 94, Braunschweig, 2011*

**K.-H. Elmer; J. Savery:** New Hydro Sound Dampers to reduce piling underwater noise. *Proceedings of 43rd International Congress on Noise Control Engineering, Internoise 2014, 16-19 November 2014, Melbourne, 2014*

**J. Fischer; H. Sychla; J. Bakker; L. de Neef; J. Stahlmann:** A comparison between impact driven and vibratory driven steel piles in the German North Sea. *Proceedings of the Conference on Maritime Energy COME 2013, May 21-22 2013, Hamburg, 2013*

**C. Kuhn; H. Sychla; P. Stein; B. Bruns; J. Gattermann; J. Degenhardt:** Dynamic measurements of pile deflections as a source of underwater sound emissions during impact driving of offshore pilefoundations. *Proceedings of 43rd International Congress on Noise Control Engineering, Internoise 2014, 16-19 November 2014, Melbourne, 2014*

**K. Reimann; J. Grabe:** Zur Modellbildung der Schallquellcharakteristik von Offshore-Pfahlrammungen. *Pfahl-Symposium 2015, 19./20. Februar 2015, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 99, Braunschweig, 2015*

**P. Reinhall; P. Dahl:** Underwater Mach wave radiation from impact pile driving: Theory and observation. *The Journal of the Acoustical Society of America 130(3), September 2011*

**K. Selinger:** Factsheet Offshore-Windpark Amrumbank West, *Dezember 2011, [http://www.eon.com/content/dam/eon-com/de/downloads/1/111216\\_Factsheet\\_Amrumbank\\_dt.pdf](http://www.eon.com/content/dam/eon-com/de/downloads/1/111216_Factsheet_Amrumbank_dt.pdf) abgerufen am 7.11.2013*

**H. Sychla, P. Stein, G. Wisner, C. Kuhn, J. Gattermann:** Messwerterfassung ohne thermische und spannende Eingriffe in die Struktur gerammter Offshore-Pfähle. *Pfahl-Symposium 2015, 19./20. Februar 2015, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 99, Braunschweig, 2015*

**Umweltbundesamt:** Empfehlung von Lärmschutzwerten bei der Errichtung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA). *Mai 2011 <http://www.umweltbundesamt.de/publikationen/empehlung-von-laermschutzwerten-bei-errichtung-von>, abgerufen am 9.1.2014*

**R. Urick:** Principles of underwater sound. *3rd edition, Peninsula Publishing, Los Altos, 1983*

**F. Wilke; K. Kloske; M. Bellmann:** Evaluation von Systemen zur Rammschallminderung an einem Offshore-Testpfahl (ESRa) – technischer Abschlussbericht. *Förderkennzeichen 0325307, Mai 2012*

#### Autoren

---

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein	p.stein@tu-braunschweig.de
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla	h.sychla@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Benedikt Bruns	b.bruns@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Christian Kuhn	c.kuhn@tu-braunschweig.de
Akad. Dir. Dr.-Ing. Jörg Gattermann	j.gattermann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de  
Tel.: 0531 391-62000

Dipl.-Ing. (FH) Jan Ole Degenhardt

janole.degenhardt@eon.com

E.ON Climate & Renewables GmbH  
Steindamm 98, 20099 Hamburg

www.eon.com



# Hydroschalldämpfer (HSD)

## Innovative Unterwasser-Schallminderung

smart, effektiv, leicht adaptierbar



© IGB TUBS



© IGB TUBS



© IGB TUBS



© IGB TUBS

Die dargestellten Bilder zeigen das in Kooperation von OffNoise-Solutions GmbH und MENCK entwickelte HSD-System im Einsatz zur Schallminderung bei der Installation der Monopfähle des Offshore-Windparks 'Amrumbank West', der aktuell von E.ON errichtet wird.

OffNoise-Solutions GmbH

Leinstrasse 36

D-31535 Neustadt

Tel.: +49 5032 893488

[hsd@offnoise-solutions.com](mailto:hsd@offnoise-solutions.com)



# Zur Modellbildung der Schallquellcharakteristik von Offshore-Pfahlrammungen

Katja Reimann, Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Deutschland

## 1 Einleitung

Die Prognose von Hydroschallimmissionen bei der Installation von Offshore-Windenergieanlagen kann mittels empirischer Formeln basierend auf Erfahrungswerten oder in Form von numerischen Analysen durchgeführt werden. In diesem Beitrag wird ein numerisches Prognosemodell für die Schallquelle basierend auf der Finiten Elemente Methode (FEM) vorgestellt. Jede Berechnung von Schallausbreitung und die Prognose von Immissionswerten ist abhängig von der korrekten Quellbeschreibung. Bei der Installation von Gründungspfählen für Offshore-Strukturen mit Hilfe der Schlagrammung wird sowohl der Pfahl als auch der Meeresboden als Schallquelle definiert. Infolge der impulshaltigen Anregung am Pfahlkopf durch den Rammschlag breiten sich Wellen in Pfahl, Boden und Wasser aus. Dabei gibt es zwei Übertragungswege (Abbildung 1). Die direkte oder auch primäre Übertragung findet über den unterwasserliegenden Pfahlaußenmantel statt. Die sekundäre Übertragung nimmt den Weg über den eingebundenen Pfahlteil, von wo aus sich Körperwellen im Meeresboden ausbreiten. Kompressionswellen (P-Wellen) breiten sich im elastischen Halbraum kugelförmig vom Pfahlfuß aus. Scherwellen (S-Wellen) breiten sich hingegen vom Pfahlmantel aus. Gelangen diese Wellen an den Meeresboden oder an Schichtgrenzen, kommt es zu Reflexionen und Brechungen, wobei sich Mischtypen aus Oberflächen- und Körperwellen formieren. Oberflächenwellen wie die Scholte-Welle propagieren am Meeresgrund in radialer Richtung vom Pfahl. Love-Wellen treten an Schichtgrenzen auf. Ein gewisser Anteil aller aufwärtsgerichteten Wellen, die den Meeresgrund in Schwingung versetzen, wird in akustischen Druck übertragen.

Während einer Offshore-Messkampagne in der deutschen Nordsee wurden bei der Rammung eines Gründungspfahls im Baufeld BARD Offshore 1 (BO1) Pfahlschwingungen, Bodenbewegungen und resultierende Hydroschalldrücke gemessen. Diese Daten werden zur Modellvalidierung verwendet, um ein Prognosemodell für die Schallquelle zu erstellen. Im Weiteren werden ausgewählte Messdaten die Pfahldynamik

betreffend vorgestellt und das numerische Prognosemodell zur Schallquelle anhand der Daten validiert.

## 2 Messung der Pfahldynamik

Das Messkonzept wurde darauf ausgelegt, sowohl die Schallemissionen als auch die Schallimmissionen messtechnisch zu erfassen. Der Pfahl als Schallquelle wird durch die Schlagrammung in Schwingung versetzt, die eine Schallabstrahlung zur Folge hat. Der Energieeintrag in das Gesamtsystem Pfahl-Wasser-Boden ist hierbei von entscheidender Bedeutung, da dieser den Emissionspegel maßgeblich beeinflusst. Die Pfahlschwingungen werden zum einen direkt über die Mantelfläche des Pfahls in die Wassersäule übertragen und resultieren in Hydroschallimmissionen, die sich über weite Distanzen im Meer ausbreiten.

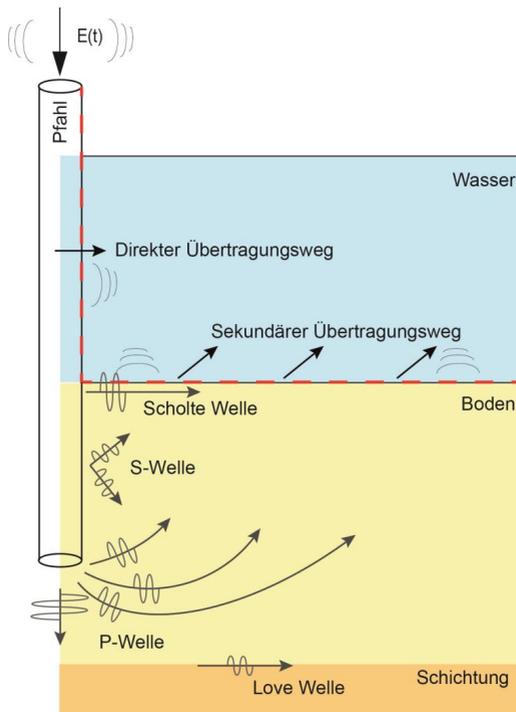


Abbildung 1: Schallquelldefinition und Übertragungswege infolge Offshore-Rammarbeiten

Zum anderen wird ein großer Teil der Rammenergie über den Pfahl in den Meeresboden eingeleitet. Der Schlagimpuls breitet sich dort über Raum- und Oberflächenwellen aus. Ein wichtiger Bestandteil des Messkonzeptes war daher unter anderem die Messung von Bodenschwingungen an der Grenzschicht Wasser-Boden, um den Einfluss der Bodenschwingungen auf den Hydroschall erfassen zu können (REIMANN/GRABE, 2014). Der Hydroschallpegel wird an verschiedenen Positionen und in verschiedenen Wassertiefen gemessen. In drei Ebenen des Pfahls wurden Schwingungen in unterschiedlichen Raumrichtungen erfasst. Hierzu wurden wegen der widrigen Umstände am Messort zwei redundante Messsysteme betrieben. Die Messdatenerfassung der beiden Systeme war unabhängig voneinander, so dass bei einem möglichen Ausfall eines Systems das Zweite weiterhin Daten aufzeichnen konnte (REIMANN/GRABE, 2013).

Der Pfahl N2-9-3 mit einem Durchmesser von 3,35 m wurde an drei Messebenen E1, E2 und E3 mit Sensoren ausgestattet. Die Ebene E1 lag 7,45 m und die Ebene E2 38,45 m unterhalb des Pfahlkopfes. Ebene E3 wurde 0,15 m oberhalb des Pfahlfußes angebracht. Die Gesamtlänge des Pfahls betrug 85,1 m. Es wurden triaxiale Beschleunigungen am Pfahl und Dehnungen in zwei Raumrichtungen (vertikal und tangential) gemessen. Die Sensoren wurden kabelgebunden im Inneren des Pfahls in allen drei Ebenen angebracht. Zusätzlich wurden außen am Pfahlfuß der Totaldruck und der Porenwasserdruck zwischen Pfahl und Meeresboden gemessen. Die insgesamt 12 Messpunkte der drei Ebenen können alternativ vier vertikalen Messachsen (A1, A2, B1 und B2) zugeordnet werden (REIMANN/GRABE, 2013). Die diametral angeordneten Messpunkte der Achsen A1 und A2 wurden an den Datenlogger A angeschlossen und während der Messung mit 100 kHz abgetastet. Datenlogger B zeichnete die Messdaten der Achsen B1 und B2 mit einer Abtastrate von 25 kHz auf. Die Montage der Beschleunigungssensoren (ACC) und kombinierten Totalspannungs- und Porenwasserdrucksensoren (ED / PWD) erfolgte durch Verschraubung. Die Dehnungsmessstreifen (DMS) wurden mittels des Widerstandspunkt Schweißverfahrens an den inneren Pfahlmantel angebracht.

## **2.1 Datenübersicht**

Die Messdatenerfassung erfolgte kontinuierlich, so dass alle 3554 Rammschläge über eine Netto-Rammdauer von 6,5 Stunden erfasst wurden. Der Gründungspfahl der Tripile-Konstruktion wurde mit einem Hydraulikhammer des Typs Menck MHU 1900S auf eine finale Einbindelänge von 34,6 m geschlagen. Die Rammenergie wurde sukzessiv auf circa

1400 kJ gesteigert. Ab einer Einbindetiefe von 19,5 m begann die Testung des Kleinen Blasenschleiers, welcher im Forschungsvorhaben HYDROSCHALL-BO1 OFF von der Menck GmbH entwickelt wurde (REIMANN/GRABE, 2013).

Bereits vor der Rammung wurde ein Ausfall von zwei Sensoren, ein DMS in Ebene E1 sowie ein PWD in Ebene E3, verzeichnet. Mit zunehmendem Rammfortschritt beziehungsweise mit Erhöhung der Rammenergie fielen 41 der restlichen Sensoren nach und nach aus. Abbildung 2 zeigt dies in Abhängigkeit der sukzessiv gesteigerten Rammenergie und des Reibungsbeiwertes  $R_f$  aus der bauseitig durchgeführten CPT-Sondierung (Quelle: BARD Engineering GmbH). Zu unterscheiden ist dabei zwischen Sensoren, die infolge Beschädigung der Kabel keine verlässlichen Signale mehr liefern (rot), und Sensoren, die temporär überlastet sind (gelb). Aus operativen Gründen wurde seitens der bauausführenden Gesellschaft vor Ort von dem ursprünglichen Kabelführungskonzept abgewichen. Die Kabelbündel wurden auf einer Pfahlhöhe von 74 m mit einem zu kleinen Biegeradius auf das Deck des Errichterschiffes geführt (Abbildung 3).

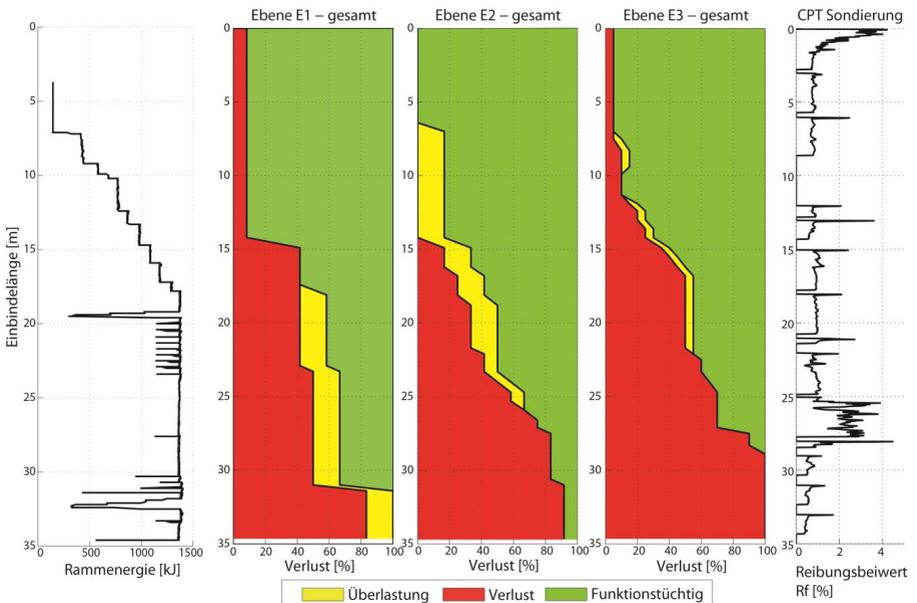


Abbildung 2: Datenverlust in den drei Messebenen im Zusammenhang mit der Rammenergie und dem Reibungsbeiwert aus der CPT-Sondierung

Die Spanngurte wurden auf einer Länge von ca. 8 m gelöst. Die unplanmäßige Kabelführung mit der fehlenden Zugentlastung am Pfahlmantel sowie der stetigen Belastung am Knick der Kabel hat sehr wahrscheinlich zu Kabelbrüchen geführt. Die Überlastung trat hauptsächlich bei den Beschleunigungssensoren auf, deren Messbereich bei +/- 1000 g lag. Mit dem Durchdringen einer bindigen Mischschicht zwischen 25,5 m und 27,5 m wurden alle kombinierten Totalspannungs- und Porenwasserdrucksensoren außen am Pfahlfuß (Ebene E3) beschädigt, was auf den erhöhten Reibungsbeiwert zurückgeführt werden kann.



Abbildung 3: Vom Bauunternehmen ausgeführte Kabelführung während der Rammung

### 3 Auswertung ausgewählter Messdaten

#### 3.1 Querdehnung

Die gemessenen Querdehnungen an der Innenseite des Pfahls in allen drei Messebenen wurden zu jedem Rammschlag extrahiert und mittelwertbereinigt, um nur die dynamische Querdehnung zu bewerten. Die peak-to-peak Werte der Querdehnungsamplituden wurden mit ihren Minima und Maxima in Abbildung 4 über die Anzahl der Rammschläge aufgetragen. Mit der Kompressionswelle, welche eine Stauchung in axialer Richtung hervorruft, geht eine Dehnwelle mit positiver Amplitude einher. Die gemessenen Querdehnungen in den Viertelpunkten des Rohrquerschnitts zeigen, dass in den Messebenen E1 und E2, welche sich quasi frei ausdehnen können, da Luft und Wasser keine Behinderung der Bewegung entgegensetzen, die positive Querdehnungsamplitude keineswegs gleichmäßig ist. Das heißt, die Weitung des Querschnitts in den jeweiligen Messachsen ist nicht konzentrisch.

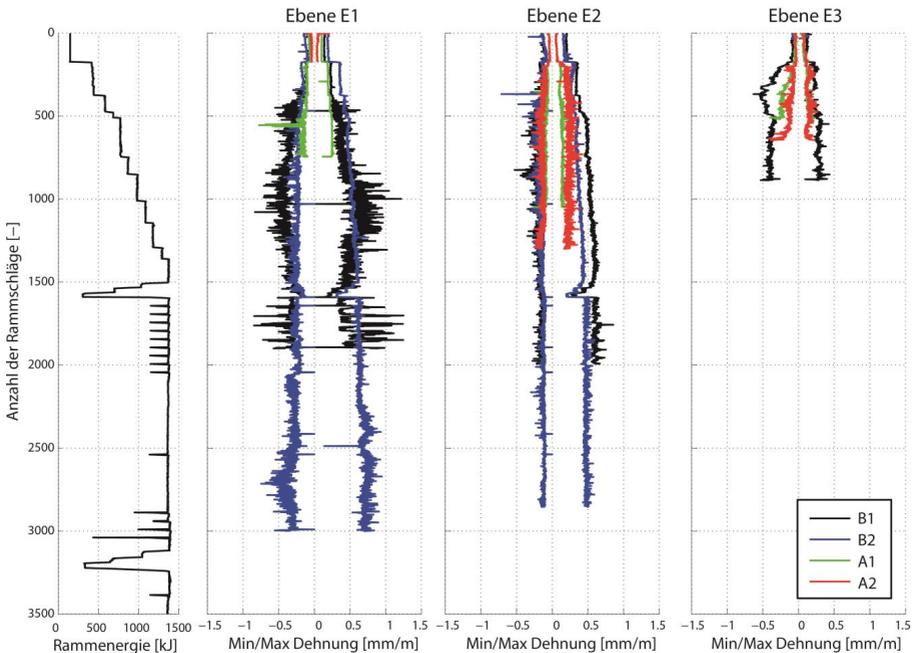


Abbildung 4: Minimale und Maximale Querdehnung in allen drei Messebenen im Vergleich zur Rammenergie

Die Messachsen B1 und B2, welche sich gegenüberliegen, dehnen sich mehr als die Achsen A1 und A2, was zu einer eher elliptischen Verformung führt, wobei die genaue Querschnittsform bei nur vier Messpunkten pro Querschnitt unbekannt bleibt. Die Atmungsschwingungen sind für die Schallabstrahlung eines Einzelpfahls von wesentlicher Bedeutung (ELMER ET AL., 2007).

In der Messebene E3, welche in den Meeresboden eindringt, sind die Unterschiede zwischen den Querdehnungen der Viertelspunkte zunächst nicht so groß. Hier wird die dynamische Verformung des Querschnitts je Schlag durch den Umgebungsdruck des Bodens behindert. Ab einer Einbindelänge von circa 14 m fehlen die Messdaten der Querdehnung in E3.

### **3.2 Radialspannung und Porenwasserdruck**

Außen am Pfahlfuß wurden während der gesamten Rammung in den Viertelspunkten der horizontale Totaldruck und der Porenwasserdruck gemessen. Der PWD des Messpunktes E3A1 war bereits zu Beginn der Rammung beschädigt, so dass hier keine Messdaten vorliegen. Mit der Messung des Total- und Porenwasserdruckes kann nach TERZAGHI die effektive Horizontalspannung des umliegenden Bodens, weiterhin als effektive Radialspannung benannt, während der Rammung berechnet werden. Abbildung 5 zeigt die Messung beider Größen infolge eines Rammschlages mit maximaler Rammenergie von 1400 kJ bei einer Einbindelänge von 18,5 m. Das statische Niveau des Totaldrucks liegt zu diesem Zeitpunkt bei circa 3.500 kPa. Der theoretische hydrostatische Wasserdruck  $u$  liegt mit einem Wasserstand von circa 42 m über dem Meeresboden bei  $u = (42,2 \text{ m} + 18,5 \text{ m}) \times 10 \text{ kN/m}^3 = 607 \text{ kPa}$  unter der Voraussetzung, dass der kohäsionslose Boden eine maximale Durchlässigkeit besitzt. Gemessen wurde ein statischer Porenwasserdruck von circa 585 kPa (Abbildung 5). Damit kann die mittlere effektive Radialspannung zu circa 3.000 kPa während dieses Rammschlages berechnet werden. Der Porenwasserüberdruck infolge der dynamischen Anregung wird innerhalb kürzester Zeit wieder abgebaut.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte werden gemäß Baugrundgutachten beginnend unterhalb der marinen Deckschicht bis in eine Tiefe von 25,5 m mit einem konstanten Wert von  $10^{-4} \text{ m/s}$  angegeben. Die Unterschreitung des theoretischen hydrostatischen Wasserdrucks über den gesamten Installationsprozess bis in eine Tiefe von 23 m ist auch in Abbildung 6 für alle drei intakten Messpunkte zu erkennen.

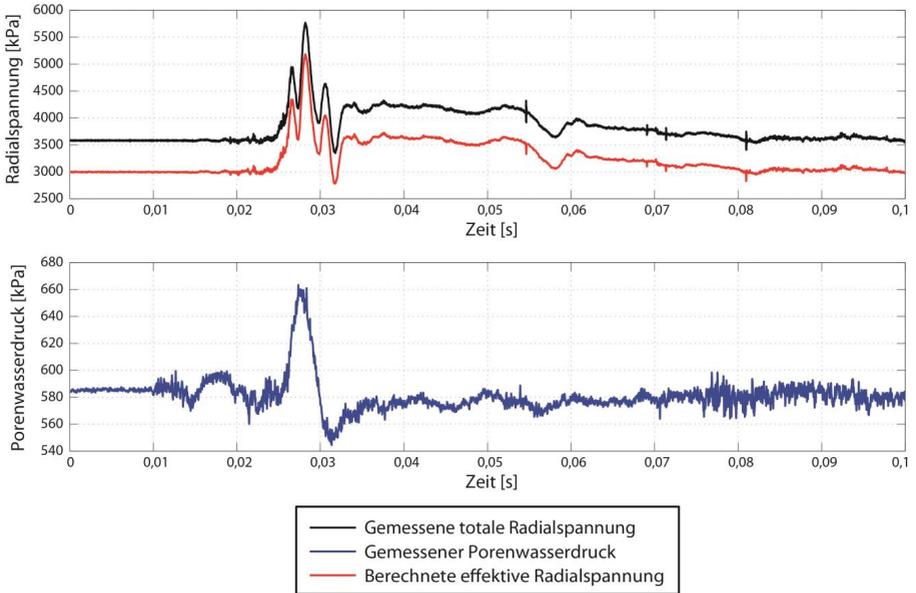


Abbildung 5: Gemessene totale Radialspannung und gemessener Porenwasserdruck am äußeren Pfahlfuß infolge eines Rammeschlages bei einer Einbindelänge von 18,5 m und daraus berechnete effektive Radialspannung

Im Bereich zwischen 23,0 m und 25,0 konnten infolge der Schlagrammung Porenwasserüberdrücke gemessen werden. Der letzte intakte PWD bei E3A2 fällt in einer Tiefe von 26,5 m aus. Bis hierhin kann die mittlere effektive Radialspannung am Pfahlfuß über den Rammfortschritt berechnet werden, wobei sie sich bis auf einen Wert knapp unter 5.000 kPa steigert (Abbildung 6). Die gezeigten Messdaten stellen eine kleine Auswahl der vorliegenden Daten der Pfahldynamik dar, welche zur Modellvalidierung der Schallquelle herangezogen werden.

#### 4 Numerische Analyse

Die numerischen Berechnungen werden mit Hilfe der FEM durchgeführt. Verwendet wird das kommerzielle FE-Programm Abaqus/Explizit 6.13, welches sich für hochdynamische Berechnungen sehr gut eignet. Durch das explizite Integrationsschema können die dynamischen Vorgänge im System infolge der Wellenausbreitung effizient abgebildet

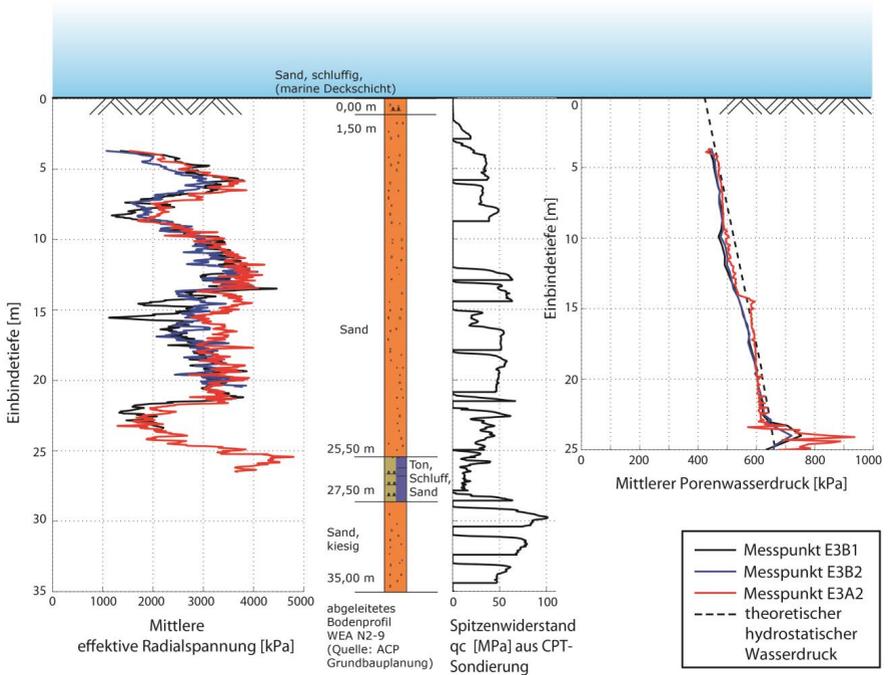


Abbildung 6: Berechnete mittlere effektive Radialspannung am äußeren Pfahlfuß und gemessener mittlerer Porenwasserdruck während der Rammung in Zusammenhang mit dem Bodenprofil und dem Spitzenwiderstand aus der CPT-Sondierung

werden (HENKE, 2008). Der Boden wird unter drainierten Bedingungen als Ein-Phasen-Körper modelliert. Für die Modellvalidierung werden die Gegebenheiten der Rammung des Gründungspfahls N2-9-3 im Baufeld BO1 nachgebildet und mit den vorhandenen Messdaten abgeglichen. Es wird nur ein Rammschlag inklusive induzierter Wellenausbreitung in Pfahl, Boden und Wasser berechnet. Der gesamte Eindringvorgang infolge Schlagammung wird nicht simuliert.

#### 4.1 Modellaufbau

Das axialsymmetrische Modell beinhaltet die Abbildung des Hammers, des Pfahls, des Bodens und des Wassers als akustisches Medium. Der Hammer besteht aus dem Rammgewicht, über welches der Energieeintrag ins System gesteuert wird, und der Schlaghaube, welche als Zusatzmasse von 45 t auf dem Pfahlkopf aufliegt. Das Pfahlrohr

mit einem Gewicht von circa 425 t wird in der Rotationsachse angeordnet und bindet in den Halbraum des Meeresbodens ein (Abbildung 7). Es wird eine approximierte Wandstaffelung des Pfahls von 40 mm bis 120 mm gemäß Pfahldesign modelliert.

Für die Modellvalidierung wird ein Zeitpunkt der Rammung ausgewählt, zu dem umfassende Messergebnisse der Pfahldynamik vorliegen. Hierfür wurde eine Einbindelänge von 5 m ausgewählt, da hier noch 42 der 44 am Pfahl angebrachten Sensoren plausible Daten liefern. Die Schlagenergie betrug zu diesem Zeitpunkt 146 kJ, welche durch eine Anfangsgeschwindigkeit des Rammgewichts von 92 t als kinetische

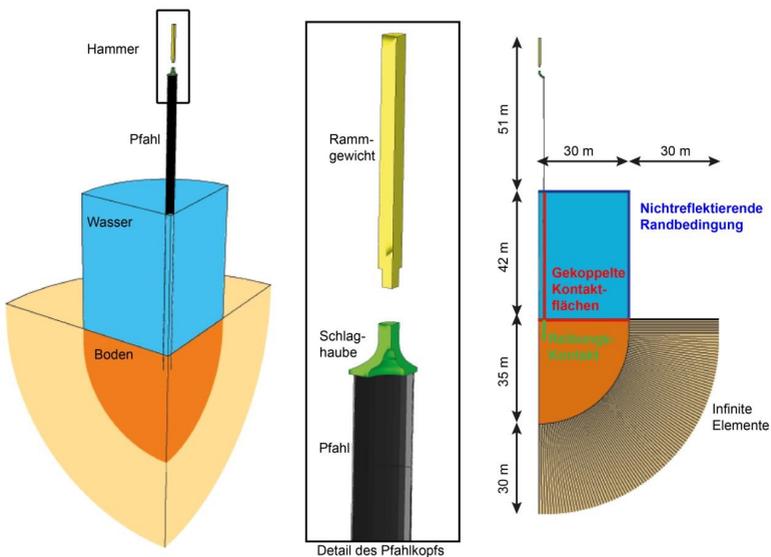


Abbildung 7: FE Modell

Energie eingetragen wird. Die Wassertiefe betrug zum Zeitpunkt der Rammung circa 42 m. Die horizontale Ausdehnung des Modells beträgt 30 m. Dies entspricht der sechsfachen Länge der Einbindelänge und ist somit aus geotechnischer Sicht angemessen (EANG, 2014). Der Validierungspunkt MP1 für den Hydroschalldruck, dargestellt in Abbildung 8, liegt somit innerhalb des Modells. Der Schalldruck in der Luft wird vernachlässigt, da die Schallausbreitung oberhalb der Meeresoberfläche kaum Einfluss auf die Ausbreitung des Hydroschalls hat.

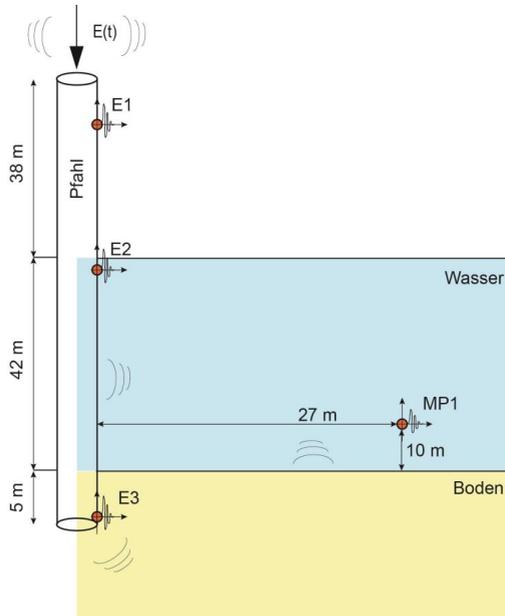


Abbildung 8: Verwendete Messpunkte für die Modellvalidierung

Die Kontaktmodellierung zwischen Rammgewicht und Schlaghaube sowie zwischen Schlaghaube und Pfahlkopf beschränkt sich auf Übertragung von Normalkräften infolge des Stoßimpulses. Aufgrund der freien Beweglichkeit der Schlaghaube kommt es zu Mehrfachkontakten zwischen Schlaghaube und Pfahlkopf, wohingegen es nur einen Kontakt zwischen Rammgewicht und Schlaghaube gibt. Die Kontaktformulierung wird als „hard contact“ modelliert, sodass nur Druckspannungen jedoch keine Zugspannungen übertragen werden können. So ist es möglich einen realitätsnahen Impulsverlauf zu modellieren. Abbildung 9 zeigt die transienten Kontaktkräfte des Erstkontaktes zwischen Rammgewicht-Schlaghaube und Schlaghaube-Pfahlkopf. Die Messungen haben gezeigt, dass insbesondere die erste Kompressionswelle, die den Pfahl in axialer Richtung durchläuft, keinem reinen Sinusverlauf folgt, wie er oft für Modellberechnungen approximiert wird. Kapitel 4.2 geht auf die Messergebnisse im Vergleich zu den Modellberechnungen ein. Die Kontaktformulierung wird für die Pfahl-Boden-Interaktion um eine Tangentialbedingung erweitert. Es wird das Reibungsgesetz nach COULOMB verwendet mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta = 1/3 \varphi$ , wobei für  $\varphi$  der kritische Bodenreibungswinkel angesetzt wird (Tabelle 1).

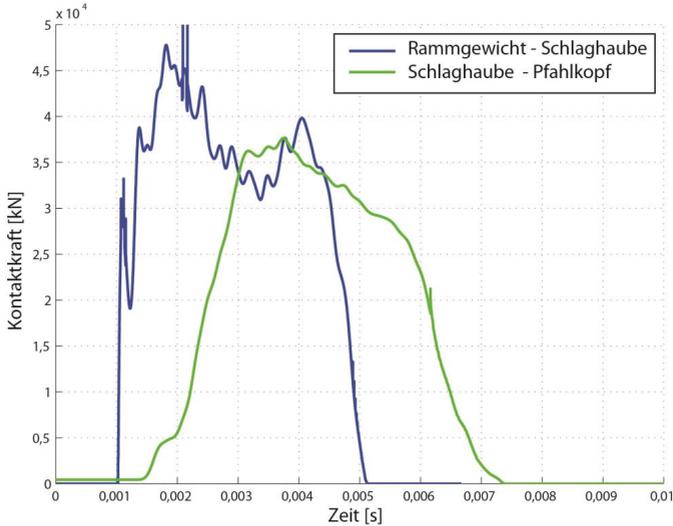


Abbildung 9: Simulierte Normalkontaktkraft des Modells zwischen Rammgewicht-Schlaghaube und Schlaghaube-Pfahlkopf infolge einer kinetischen Energie von 146 kJ

Das akustische Medium ist bidirektional mit dem Pfahlmantel sowie mit dem Meeresboden gekoppelt. Verwendet wird hierfür die TIE-Bedingung des Programms Abaqus/Explizit, die die translatorischen Freiheitsgrade der Kontaktflächen in den Freiheitsgrad des akustischen Drucks umrechnet. Damit stellen die Pfahlaufenhaut sowie der Meeresboden die Schallquelle dar. Als Randbedingung für die akustischen Elemente wird sowohl für den vertikalen Rand als auch für die Meeresoberfläche eine nichtreflektierende und ebene Impedanzrandbedingung vorgegeben. Damit werden die Kompressionswellen im akustischen Medium (K-Welle), die sich weiter über den Rand bis in mehrere Kilometer Entfernung ausbreiten würden, aus dem Modell heraus gedämpft. Für die Meeresoberfläche stellt dies eine Vereinfachung dar, denn in der Regel wird die Grenzfläche zwischen Wasser und Luft als voll reflektierend angenommen. Diese Approximation wird aufgrund der damit verbundenen Einsparung an Rechenzeit toleriert. Die Oberflächen- und Körperwellen, die sich infolge der Anregung durch den eingebundenen Pfahlteil im Meeresboden ausbreiten, werden am Rand des Halbraumes mittels infiniten Elementen aus dem Modell heraus gedämpft, so dass keine Reflexionen an den Modellrändern entstehen. Der Hammer, der Pfahl und der Boden werden mit Kontinuumelementen vernetzt unter Verwendung der reduzierten Integration. Das

umgebende Wasser wird mit akustischen Elementen diskretisiert, wobei die Elementgröße für hierfür und auch für den Pfahl bei circa 0,03 m liegt. Die Elementgrößen des Bodenkontinuums variieren von 0,03 m bis 0,2 m.

Das Rammgewicht, die Schlaghaube und der Gründungspfahl werden mit einem linear elastischen Materialverhalten, welches die Eigenschaften von Stahl aufweist, versehen. Bei einer Dichte von  $7,85 \text{ t/m}^3$  und einem E-Modul von  $210.000 \text{ MN/m}^2$  kann die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zu  $5.172 \text{ m/s}$  berechnet werden. Die Querkontraktionszahl für die Stahlkörper wird zu  $0,3$  angesetzt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Wasser von  $1.515 \text{ m/s}$  wurde mittels einer CTD-Sonde während der Rammung ermittelt. Die Stoffparameter Dichte und Kompressionsmodul werden entsprechend dieser Geschwindigkeit für Salzwasser gewählt. Damit ergibt sich eine geneigte Wellenfront von  $\arcsin(1515/5172) = 17,03^\circ$  für die K-Welle, die das akustische Medium im Modell durchläuft, was einem üblichen Neigungswinkel für Hydroschallwellen infolge Offshore-Rammarbeiten gemäß (REINHALL/DAHL, 2010) entspricht.

Geotechnische numerische Berechnungen erfordern die Vorgabe eines Anfangsspannungszustandes. Der allgemein bekannte  $K_0$ -Ansatz nach JAKY wird für das Spannungsverhältnis zwischen vertikaler und horizontaler effektiver Spannung in der Wellenausbreitungssimulation verwendet. Die Berechnung wird in zwei Schritte eingeteilt. Zunächst wird nur die Setzung des Pfahls inklusive Schlaghaube infolge Schwerkraft berechnet. Dabei stellt sich nach der Berechnungszeit von  $1 \text{ s}$  aus dem Anfangsspannungszustand eine Spannungszwiebel unterhalb des Pfahlfußes ein. Dieser vorgelagerte Berechnungsschritt ist für explizite Berechnungen notwendig, da keine Gleichgewichtssiteration stattfindet, sondern die anfänglichen numerischen Schwingungen im Modell mit der Zeit abklingen müssen. Dieser beruhigte Spannungszustand wird dann ausgelesen und in die Berechnung des Rammschlages eingelesen. So werden die Setzungen des Pfahls infolge Eigengewichts reduziert und die Verzerrungen der finiten Elemente begrenzt.

In der drainierten Analyse wird der Porenwasserdruck unter der Annahme vernachlässigt, dass sich die Spannungsänderungen nur über das Korngerüst ausbreiten und keine Porenwasserüberdrücke entstehen können. Die Messungen haben gezeigt, dass diese Annahme für eine Einbindetiefe von  $5 \text{ m}$  angemessen ist. Der Meeresboden besteht hauptsächlich aus durchlässigen Fein- und Mittelsanden in dichter bis sehr dichter Lagerung (Abbildung 6). Die bindige Schicht zwischen  $25,5 \text{ m}$  und  $27,5 \text{ m}$  wird in der Modellvalidierung zunächst vernachlässigt. So ist der Sand mit einer anfänglichen Dichte

von  $1 \text{ t/m}^3$  homogen im Halbraum verteilt. Für den Sandboden wird das Stoffmodell der Hypoplastizität mit intergranularen Dehnungen nach (VON WOLFFERSDORFF, 1996 und NIEMUNIS/HERLE, 1997) verwendet. Dies ist mittels einer Subroutine in Abaqus/Explizit implementiert, welche schon in (HENKE, 2008) verwendet und plausibilisiert wurde. Vorteil des hypoplastischen Stoffmodells im Gegensatz zu einer linear elastischen Formulierung für den Sandboden ist die Abbildung von Pyknotropie und Barotropie. Meist werden in der Unterwasserakustik sowie in der Geophysik linear elastische Halbräume angenommen, die jedoch die Tiefenabhängigkeit der Bodenparameter sowie dilatantes und kontraktantes Verhalten des granularen Mediums nicht abbilden können. Wichtig für die plastodynamischen Vorgänge im Nahbereich des Pfahls sind auch die unterschiedlichen Steifemodule für Be- und Entlastung infolge der alternierenden Wellenfronten. Das Materialverhalten des Bodens hat wiederum Einfluss auf die Pfahlschwingung. Eine Vergleichsrechnung zwischen den beiden Materialverhalten ist in Kapitel 4.3 dargestellt. Die hypoplastischen Materialparameter für den Sandboden *Sand BO1* können Tabelle 1 entnommen werden. Diese wurden anhand einer Mischprobe vom Pfahlstandort im Baufeld BO1 mittels Ödometer- und triaxialen Scherversuchen ermittelt.

Tabelle 1: Hypoplastische Materialparameter für die Mischprobe *Sand BO1*

Parameter	Wert	Beschreibung
$\varphi_c$	30°	Kritischer Reibungswinkel
$h_s$	20.000 MN/m <sup>2</sup>	Granulathärte
$n$	0,2	Exponent
$e_{d0}$	0,52	Minimale Porenzahl
$e_{i0}$	0,83	Kritische Porenzahl
$e_{c0}$	1,05	Maximale Porenzahl
$\alpha$	0,1	Exponent
$\beta$	2,8	Exponent
$R$	0,0001	Maximale intergranulare Dehnung
$m_R$	5,0	Steifigkeitsverhältnis bei Richtungsänderung 180°
$m_T$	2,0	Steifigkeitsverhältnis bei Richtungsänderung 90°
$\beta_R$	0,5	Exponent
$\chi$	6,0	Exponent

## 4.2 Modellvalidierung anhand von Messdaten

Abbildung 9 zeigt bereits den simulierten Impulskraftverlauf zwischen Rammgewicht und Schlaghaube sowie zwischen Schlaghaube und Pfahlkopf. Diese Modellierung des Rammstoßes führt zu einer sehr realistischen Wellenausbreitung im Pfahl. Abbildung 10 zeigt die axiale Schwinggeschwindigkeit der Messung im Vergleich zur numerischen Berechnung in den drei Messebenen E1, E2 und E3. Die gemessenen Beschleunigungen in den jeweils 12 Messpunkten im Inneren des Pfahls wurden integriert und hier nicht gesondert nach Messpunkten dargestellt, sondern pro Messebene zusammengefasst. Die eingeleitete Wellenfront in Ebene E1, 7,45 m unterhalb des Pfahlkopfes, infolge des Rammschlages kann genau nachgebildet werden. Die reflektierten Wellenfronten am Pfahlfuß erreichen die Ebene E1 in der Messung sowie in der Berechnung nach jeweils circa 30 ms und 60 ms. Erst durch die Reflexion am Pfahlfuß ändert sich die Form der Amplitude hin zu einem sinusförmigen Verlauf. Die Schwingung in axialer Richtung in Messebene E2 ist durch tieffrequente Biegeschwingungen überlagert, welche allerdings in einem axialsymmetrischen Modell per Definition nicht abgebildet werden können.

Die berechneten axialen Dehnungen in den drei Messebenen stimmen ebenfalls sehr gut mit den Messdaten überein (Abbildung 10). Die Kompressionswelle durchläuft den Rohrfahl, was zu einer anfänglichen Stauchung des Querschnitts führt. Die reflektierte Welle läuft dann als Zugwelle wieder zum Pfahlkopf hinauf. In der Ebene E3 sind die gemessenen und berechneten Dehnungsamplituden aufgrund des geringen Energieeintrags von 146 kJ sehr klein. Aufgrund der Axialsymmetrie des Modells ist es nicht möglich nicht-rotationssymmetrische Atmungsschwingungen abzubilden.

Der gemessene Hydroschalldruck infolge des Rammschlages bei einer Einbindelänge von 5 m ist in Abbildung 11 dargestellt. Zur Bewertung eines Rammimpulses wird gemäß (BSH, 2011) der Einzelereignispegel (SEL)

$$SEL = 10 \log \left( \frac{1}{T_0} \int_{T_1}^{T_2} \frac{p(t)^2}{p_0^2} dt \right) \quad [\text{dB re } 1\mu\text{Pa}^2\text{s}]$$

und der Spitzenpegel ( $L_{\text{peak}}$ )

$$L_{\text{peak}} = 20 \log \left( \frac{|p_{\text{peak}}|}{p_0} \right) \quad [\text{dB re } 1\mu\text{Pa}]$$

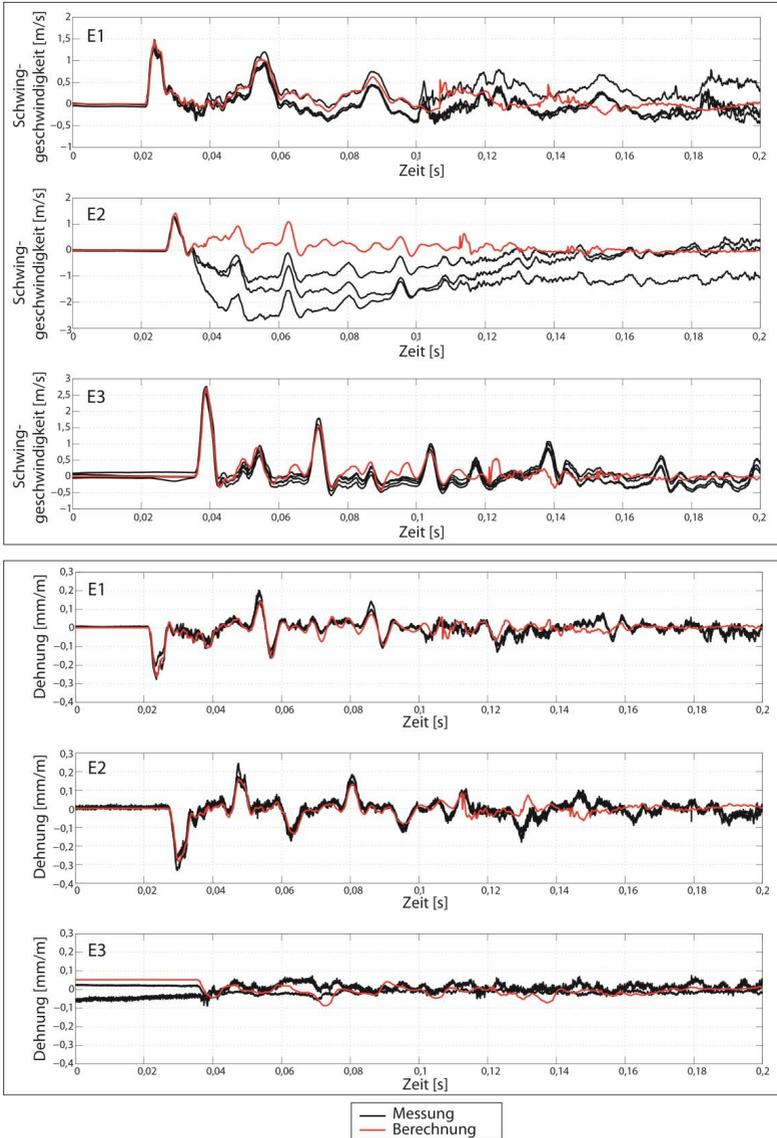


Abbildung 10: Vergleich der gemessenen und berechneten axialen Schwinggeschwindigkeiten infolge eines Rammschlages in den Ebenen E1, E2 und E3 (oben) und Vergleich der gemessenen und berechneten axialen Dehnung infolge eines Rammschlages in den Ebenen E1, E2 und E3 (unten)

verwendet. Für beide Größen existieren einzuhaltende Grenzwerte in 750 m Entfernung zur Schallquelle. Da hier die Ausbreitungsberechnung nur bis 30 m Entfernung zur Schallquelle erfolgt, wird nicht weiter auf die Grenzwerte eingegangen. Die beschriebenen Größen werden jedoch zur Bewertung der Modellierung herangezogen. Gemessen wurde an der Position MP1 in circa 27 m Entfernung zum Pfahl in 10 m über Grund (Abbildung 8) ein  $SEL$  Wert von 182,5 dB und ein  $L_{peak}$  von 205,4 dB. Die Abweichungen der numerischen Berechnung zur Messung liegen für den  $SEL$  bei +2,4 dB und für den  $L_{peak}$  unter +0,1 dB. Wie in Abbildung 11 ersichtlich kann der transiente Verlauf des Hydroschalldrucks abgebildet werden mit einer zeitlichen Übereinstimmung des  $|p_{peak}|$  in Höhe von 18,5 kPa.

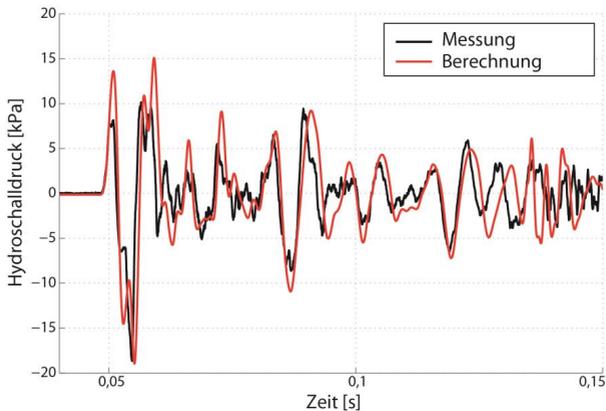


Abbildung 11: Vergleich des gemessenen und berechneten Hydroschalldrucks infolge eines Rammschlages an der Messposition MP1

#### 4.3 Einfluss des Boden-Stoffmodells auf die Pfahldynamik

Wie bereits erwähnt wird eine Vergleichsrechnung mit linear elastischem Materialverhalten für den Sandboden durchgeführt. Dabei werden die hypoplastischen Stoffparameter der Tabelle 1 durch einen E-Modul von 300 MN/m<sup>3</sup> und einer Querkontraktionszahl von 0,3 ersetzt. Die Dichte von 1 t/m<sup>3</sup> bleibt bestehen, da die Analyse weiterhin unter drainierten Bedingungen in effektiven Spannungen durchgeführt wird. Infolge des veränderten Materialverhaltens des Bodens ändert sich auch die Pfahlschwingung (Abbildung 12). Die am Pfahlkopf eingeleitete Kompressionswelle ist zunächst unbeeinflusst durch das

Materialverhalten des Bodens. Doch sobald die Welle den eingebundenen Pfahlteil durchläuft verändert sie ihre Amplitude. Es treten in Ebene E3 zunehmend negative axiale Geschwindigkeiten auf, die auf die auftretenden Zugkräfte durch die linear elastische Formulierung zurückzuführen sind. In der Realität ist kohäsionsloser Boden nicht in der Lage entsprechend große Zugspannungen zu mobilisieren. Durch den Modellfehler wird die maximale Amplitude der Kompressionswelle gemindert, was nicht den Messungen entspricht. Die Verwendung eines linear elastischen Stoffmodells für den Meeresboden beeinflusst auch immer das dynamische Verhalten des Rammpfahls.

Damit wird nicht nur das Wellenfeld im Boden und damit der sekundäre Übertragungsweg beeinflusst, sondern auch der direkte Übertragungsweg über den Pfahlaußenmantel ins umgebende Wasser. Die Wahl des Stoffmodells für den Meeresboden hat einen wesentlichen Einfluss auf die zu prognostizierenden Hydroschallimmissionen, da dies die Schallquellbeschreibung bedingt.

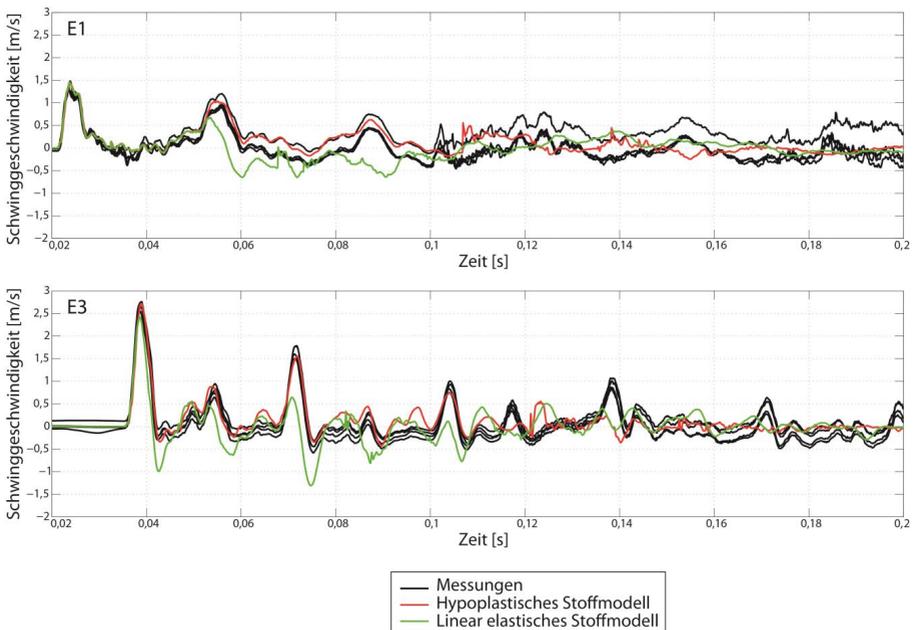


Abbildung 12: Vergleich der axialen Schwinggeschwindigkeiten des Pfahls mit hypoplastischem und linear elastischem Stoffmodell für den Sandboden infolge eines Rammschlages in den Ebenen E1 und E3

## **5 Zusammenfassung und Ausblick**

Die Prognose von Hydroschallimmissionen mittels numerischer Modelle erfordert wie jede Ausbreitungsrechnung eine korrekte Schallquellbeschreibung. Im Falle von Hydroschall infolge von Offshore-Rammarbeiten werden der Hammer, der Pfahl und auch der Meeresboden als Schallquelle definiert. Die Anregung des akustischen Mediums erfolgt sowohl über den unterwasserliegenden Pfahlaußenmantel als auch über den in Schwingung versetzten Meeresboden.

Es wurden die Messergebnisse von Querdehnungen, Radialspannungen und Porenwasserdrücken infolge einer Offshore-Pfahlinstallation mittels der Schlagrammung vorgestellt. Die Messungen zeigen nicht-rotationssymmetrische Atmungsschwingungen sowie den punktuellen Aufbau von Porenwasserüberdrücken infolge der Installation. Die Messdaten wurden zur Modellvalidierung verwendet. Das FE Modell bildet sowohl den Schlagvorgang als auch die Wellenausbreitung in Pfahl, Boden und Wasser ab. Es wurde eine explizite Analyse unter drainierten Bedingungen durchgeführt, wobei der Meeresboden mit dem hypoplastischen Stoffmodell modelliert wurde.

Die Untersuchungen zum Stoffmodell haben gezeigt, dass bei der Modellbildung auf die korrekte Abbildung der Pfahldynamik geachtet werden muss. Hierbei spielt die Modellierung des Bodens eine wichtige Rolle, da das Materialverhalten unter dynamischen Lasten wiederum das Schwingungsverhalten des Pfahls beeinflusst.

Die Modellvalidierung wird weiter voran getrieben, wobei auch höhere Rammenergien und größere Einbindetiefen untersucht werden. Zudem werden auch Messdaten anderer Offshore-Messungen zur Validierung herangezogen. Der Einfluss einer asymmetrischen Pfahlschwingung auf die Quellemissionen soll mittels eines dreidimensionalen Modells untersucht werden. Zukünftig steht die Bodendynamik im Fokus, so dass eine quantitative Abschätzung mittels numerischer Modelle für den Anteil des sekundären Übertragungsweges an Hydroschallimmissionen ermittelt werden kann.

## Literatur

**BSH;** Messvorschrift für Unterwasserschallmessungen, Aktuelle Vorgehensweise mit Anmerkungen, Anwendungshinweise. Ergänzung zum BSH-Standard „Untersuchung der Auswirkung von Offshore-Windenergieanlagen auf die Meeresumwelt (StUK4)“, Hrsg. *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), BSH-Nr. 7003, 2011*

**EANG;** Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG, Hrsg. *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Ernst & Sohn Verlag, 2014*

**K.-H. Elmer; K. Betke; T. Neumann;** Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch die Schallimmission von Offshore-Windenergieanlagen (SCHALL2), *Abschlussbericht zum BMU-Forschungsvorhaben FKZ 0329947, 2007*

**S. Henke;** Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau, *Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb, Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 18, 2008*

**A. Niemunis; I. Herle;** Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range, *Mechanics of cohesive-frictional materials, 2(4), S. 279-299, 1997*

**K. Reimann; J. Grabe;** Bodenbewegungen am Meeresboden bei Offshore-Rammarbeiten, *Messen in der Geotechnik 2014, 20.-21.02.2014 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 89, S. 141-160, 2014*

**K. Reimann; J. Grabe;** Field measurements of hydro sound emissions due to offshore piling at the construction site BARD Offshore 1, *1st Conference on Maritime Energy (COME), 21.-22.05.2013 in Hamburg, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb, Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 26, S. 345-359, 2013*

**P. G. Reinhall; P. H. Dahl;** Acoustic radiation from a submerged pile during pile driving, *MTS/IEEE OCEANS 2010, 20.-23.09.2010 in Seattle, USA*, doi:10.1109/OCEANS.2010.5663872, 2010

**P.-A. von Wolffersdorff;** A hypoplastic relation for granular material with a predefined limit state surface, *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 1, S. 251-271, 1996

### Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Wirtschaft und Energie für die Förderung des Forschungsprojektes BORA (FKZ 0325421 A/B/C) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages. Für weitere Informationen: [www.bora.mub.tuhh.de](http://www.bora.mub.tuhh.de)

### Autoren

---

Dipl.-Ing. Katja Reimann  
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

katja.reimann@tuhh.de  
grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb  
Technische Universität Hamburg-Harburg  
Harburger Schloßstr. 20, 21079 Hamburg

www.tuhh.de/gbt  
Tel.: 040 42873-3782





Unser Spezialwissen für Sie europaweit vor Ort:

- Ortbetonrammpfähle
- Teilverdrängungsbohrpfähle
- Vollverdrängungsbohrpfähle
- Verbau
- Bodenaustausch

Fredrich – auf gutem Grund.

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH

Postfach 10 11 09  
27511 Bremerhaven

Hausanschrift:  
Zur Siedewurt 17  
27612 Loxstedt /Bremerhaven

Tel.: + 49 (0) 471 974 47- 0  
Fax: + 49 (0) 471 974 47-44

Email: [info@kurt-fredrich.de](mailto:info@kurt-fredrich.de)  
Web: [www.kurt-fredrich.de](http://www.kurt-fredrich.de)

**FREDRICH**



# **VIBRO-Project – Vergleich der lateralen Tragfähigkeit von vibrierten und geschlagenen Stahlpfählen in sandigen Böden**

Volker Herwig<sup>1</sup>, Jörg Gattermann<sup>2</sup>

<sup>1</sup>RWE Innogy GmbH, Wind Energy Offshore, Hamburg

<sup>2</sup>Institut für Grundbau und Bodenmechanik,

Technische Universität Braunschweig

## **1 Einleitung**

Pfähle im Offshore-Bereich werden grundsätzlich auf die vorgegebene Endtiefe gerammt. Lediglich in den oberen Bodenschichten kommen zur besseren Ausrichtung und als Einbringhilfe Rüttler als Hilfsmaßnahmen zum Einsatz. Die überwiegende Verwendung von Rammen ist den gängigen internationalen Normen geschuldet und zielt überwiegend auf axial belastete Pfähle ab, um in diesem Fall immer eine ausreichende Tragfähigkeit auch im Pfahlfußbereich zu gewährleisten. Monopfähle von Windenergieanlagen werden jedoch hauptsächlich einer lateralen Belastung ausgesetzt. Die axiale Tragfähigkeit ist aufgrund der vorhandenen Pfahlänge und der daraus resultierenden Mantelreibung mehr als gewährleistet.

Der Einsatz von großen Vibratoren zur kompletten Installation von Monopfählen stellt aufgrund des schnellen, ermüdungs- und emissionsarmen Verfahrens eine gute Möglichkeit dar, künftig Installationszeiten und Kosten deutlich zu reduzieren.

Die klassischen Bemessungsverfahren von Monopfählen basieren ausschließlich auf geschlagenen Pfählen bzw. wurden an diesen validiert. Daher war es naheliegend, geschlagene Pfähle als Ausgangssituation zu verwenden und deren Verhalten unter lateraler Belastung mit denen vibrierter Pfähle zu vergleichen. In einer bis zum Grundwasserspiegel ausgebeuteten Sandentnahme wurde zu diesem Zweck ein Testfeld mit jeweils 3 gerammten und 3 vibrierten großmaßstäblichen Pfählen hergestellt. Der Baugrund bestand überwiegend aus dicht bis sehr dicht gelagertem Sand, welcher mit den Verhältnissen der in der Deutschen Nordsee geplanten Windparks vergleichbar ist. Der Baugrund wurde mit Hilfe von Drucksondierungen vor als auch nach der Pfahlinstallation sondiert. Mittels lateraler Zugversuche, bei denen je ein gerammter und ein vibrierter Pfahl gegeneinander mit bis zu 19,3 MN gezogen wurden, konnten anschließend die Kopfverformungen als auch die Biegelinien ermittelt werden.

Das Testfeld wurde mit der Installation des letzten Pfahls im Juli 2014 hergestellt, so dass nach einer intensiven Baugrunderkundung die Zugversuche am 16. Dezember 2014 abgeschlossen werden konnten. Eine umfangreiche Datenauswertung wird zurzeit durchgeführt und soll Ende Februar 2015 abgeschlossen werden.

## **2 Hintergrund**

Zur Einbringung von Pfählen stehen verschiedene Techniken zur Verfügung. Mithilfe einer Bohrung können Pfähle in den Untergrund gestellt werden. Die Ausführung der Arbeiten ist jedoch sehr zeitintensiv und es fallen zusätzliche Maßnahmen zur (Wieder-)Herstellung eines Pfahl-Boden-Verbunds an.

Stand der Technik stellt die Rammung von Pfählen dar. Mit diesem Verfahren werden Pfähle schlagend in den Untergrund eingebracht. Dabei wird jedoch ein erheblicher Lärmpegel erzeugt und der hohe punktuelle Energieeintrag in den Stahl führt zu einer zusätzlichen Ermüdung bzw. Vorschädigung. Vor allem für große Monopfähle ist es für Projekte in Bau und Planung momentan eine Herausforderung, die von den Behörden gestellten Auflagen zum Schallschutz bedingungslos zu erfüllen.

Als eine Alternative zu den vorgestellten Verfahren ist die Vibrationstechnik zu betrachten. Aufgrund der erzeugten axialen Schwingung des Pfahls werden die inneren Kräfte des umgebenden Bodens reduziert, der Boden verflüssigt sich, und der Pfahl dringt im Wesentlichen aufgrund seines Eigengewichtes in den Untergrund ein. Dieses Verfahren wird momentan in der Praxis nur als vorbereitende Maßnahme für das anschließende Rammen eingesetzt, da in der Literatur eine Verringerung der axialen Tragfähigkeit beschrieben wird. Monopfähle im Offshore-Bereich, und je nach Auslegung auch Mehrpfahlgründungsstrukturen, werden jedoch überwiegend lateral belastet und die axiale Tragfähigkeit spielt lediglich eine untergeordnete Rolle. Würde eine gleichbleibende laterale Tragfähigkeit vibrierter Pfähle im Vergleich zu gerammten Pfählen nachgewiesen werden, könnte man den Offshore-Einsatz der Vibrationstechnik offiziell anwenden. Ergänzende Bemessungsmethoden für vibrierte Pfähle werden somit nicht benötigt.

Aufgrund der Vorzüge ist es naheliegend, die Installationstechnik des Einvibrierens von Monopfählen bis zur Zieltiefe zu erschließen und damit künftig eine Einbringmethode zur Verfügung zu stellen, die den Schall an der Quelle reduziert und eine zügige sowie ermüdungsärmere Herstellung ermöglicht.

### **3 Ziele**

#### **3.1 Gesamtziel des Forschungsvorhabens**

Mit dem Demonstrationsvorhaben soll primär der Nachweis erbracht werden, dass die laterale Tragfähigkeit von gerammten und vibrierten Monopfählen im Sand als gleichwertig zu betrachten ist. Diese Tatsache ermöglicht die unmittelbare Umsetzung des Installationsprozesses mit Vibratoren bei Monopfahl-Gründungen im Offshore-Bereich.

Es ist davon auszugehen, dass vibrierte Pfähle im Vergleich zur herkömmlichen Rammung Vorteile durch deutlich verminderte Lärmemissionen und eine wesentliche Reduktion der Installationszeiten ermöglichen. Die ökologischen und wirtschaftlichen Folgen wären enorm. Des Weiteren ist davon auszugehen, dass es sich um einen schonenderen Herstellungsprozess hinsichtlich der Stahlermüdung handelt.

#### **3.2 Technische und wissenschaftliche Ziele des Forschungsvorhabens**

Das technische und wissenschaftliche Ziel der Untersuchungen liegt zunächst im Nachweis der Gleichwertigkeit der Bodensteifigkeit und der damit verbundenen Tragfähigkeit von vibrierten und gerammten Monopfählen. Dazu wurde die Lagerungsdichte des umgebenden Bodens großmaßstäblicher Pfahlpaare nach deren Herstellung mit unterschiedlichen Methoden verglichen. Die Ermittlung der Bodendichte erfolgte mittels Drucksondierungen. Des Weiteren wurde nach der Einbringung der Pfähle die Abhängigkeit der Lagerungsdichte zur Entfernung vom Pfahl untersucht.

Da mit Drucksondierungen nicht der gesamte Bodenbereich um den Pfahl unmittelbar erfasst werden können, sollten im Testfeld zur weiteren Nachweisführung statische Horizontalbelastungen vorgenommen werden. Die Horizontaltests bestanden jeweils aus einem vibrierten und einem gerammten Pfahl, welche miteinander über Zuganker verbunden wurden. Durch das Aufbringen einer horizontalen Zugkraft sollte das Verformungsverhalten beider Pfähle beobachtet und verglichen werden.

#### **3.3 Stand der Technik**

In Deutschland werden Pfähle im Offshore-Bereich grundsätzlich auf Endtiefe gerammt. Lediglich zu Beginn des Einbringprozesses werden in den oberen Bodenschichten zur besseren Ausrichtung Pfähle einvibriert.

Diese Tatsache ist unter anderem der Empfehlungen des Arbeitskreises 'Pfähle' (EA-PFÄHLE 2012) geschuldet, auf die unter anderem in der DIN 1054:2012 hingewiesen wird. Hintergrund ist, dass bei einvibrierten Pfählen im Landbereich vereinzelt erhebliche Tragfähigkeitsreduzierungen des Spitzendrucks nach Auswertung von Testpfählen festgestellt wurden. Aufgrund dieses Kenntnisstandes gilt in Deutschland aktuell als Stand der Technik, dass Pfähle ab dem Kriterium  $8 \cdot D$  in den tragfähigen Boden gerammt werden. Nur so wird vermieden, dass für den Spitzendruck der Pfähle eine erhebliche Abminderung der Tragfähigkeit anzusetzen ist, welches automatisch zur Erhöhung der Pfahllänge führt.

Die zuvor getroffenen Aussagen haben besondere Relevanz für axial belastete Pfähle. Im Fall eines im Offshore-Bereich eingesetzten Monopfahls dominieren jedoch die lateralen Belastungen. Hier ist die Steifigkeit des umgebenden Bodens gegen Verschiebung maßgebend. Axiale Belastungen sind untergeordnet und werden fast ausschließlich aufgrund der Mantelreibung abgetragen. Der Widerstand des Pfahlfußes, auf den sich die Reduktion der EA-PFÄHLE 2012 bezieht, weist hier keinen nennenswerten Einfluss auf.

Die meisten Standorte von Windenergieanlagen der deutschen AWZ in der Nordsee befinden sich in Bereichen, wo überwiegend sandige Böden vorliegen. Bei derartigen Böden gilt die Vibrationstechnik als Stand der Technik zur effektiven Baugrundverbesserung, wodurch aufgrund von Umlagerungsprozessen eine nachträgliche Bodenverdichtung erlangt wird. Diese Verbesserung erfolgt jedoch nur bis zu einer bestimmten Lagerungsdichte des Bodens, ab der dann keine Veränderung mehr eintritt. Die Grenzen hierfür sind fließend und müssen für die jeweilige Bodenbeschaffenheiten gesondert untersucht werden. Aufgrund dieser Tatsache kann trotz anders ausgerichteter Schwingung ein ähnliches Verhalten des Sandes bei der Herstellung vibrierter Monopfähle erwartet werden

#### **4 Projektpartner**

Projektpartner aus den verschiedenen Bereichen der Industrie und Wissenschaft stellen eine technisch und kommerziell professionelle, forschungsrelevante und am Offshore-Einsatz ausgerichtete, d.h. anwendungsnahe, Projektplanung und -ausführung sicher.

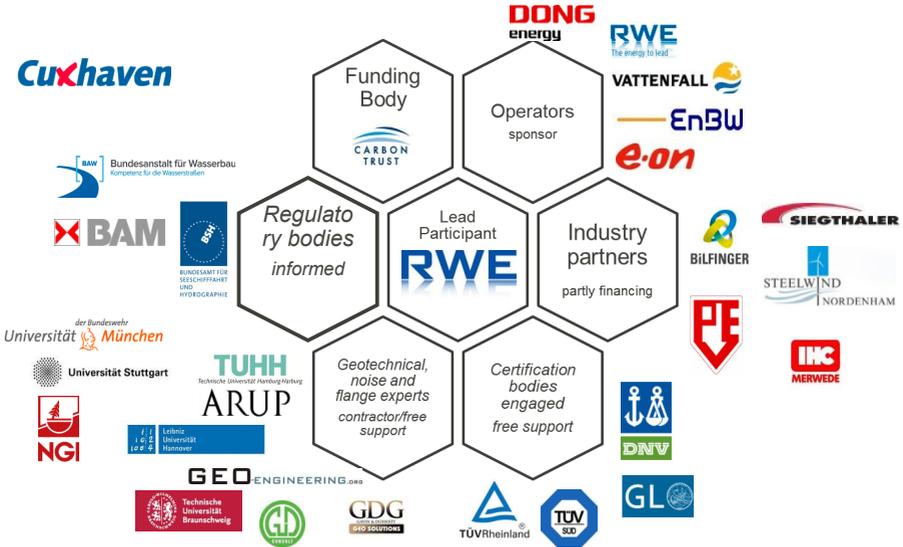


Abbildung 1: Projektpartner

Die Bedeutung des Projektes wird unter anderem dadurch belegt, dass der Offshore Wind Accelerator (OWA), das 'VIBRO Project' zu einem Drittel der Projektgesamtkosten (ca. 6 Mio Euro) mit Fördermitteln unterstützt. Diese Einrichtung des Carbon Trust, einer Organisation des britischen Ministeriums für Energie und Klimawandel, und acht Windparkentwicklern mit strategischem Interesse für Offshore-Windkraft in der Nordsee und den britisch-atlantischen Gewässern stellt aus öffentlich-privaten Mitteln somit einen siebenstelligen Betrag für das 'VIBRO Project' bereit. Der OWA und seine Mitglieder, darunter RWE Innogy, sehen damit das gesetzte Ziel unterstützt, in kürzester Zeit 10% Kostenreduktion bei Bau und Betrieb von Offshore-Windparks zu ermöglichen.

Fünf Betreiber, teils im OWA aktiv, teils allein in deutschen Gewässern aktiv, unterstützen das Projekt mit finanziellen Mitteln. Weitere fünf Industriepartner bringen ihren materiellen Mehrwert und das vorhandene Know-how ein.

Experten, Ingenieurbüros und weitere Dienstleister aus wissenschaftsnahen Bereichen sind Auftragnehmer dieses Vorhabens oder stellen Ihre Arbeitszeit teilweise frei zur Verfügung.

Zuletzt wurden die Projektziele und die Vorgehensweise einem unabhängigen Expertengremium, darunter BAM, GL und DNV, vorgestellt. In Projekttreffen wurden diese Ziele und die einzelnen Schritte dann gemeinsam diskutiert, um genehmigungsrechtliche und für die Zertifizierung relevante Aspekte in das Projekt einfließen zu lassen.

## 5 Teststandort

Die Wahl dieses Standortes wurde sorgfältig geprüft. Dabei mussten Randbedingungen in Anlehnung an Offshore-Standorte der AWZ für überwiegend sandige Böden, wie z.B. hohe Lagerungsdichte, wassergesättigter Boden und vergleichbare Korngrößenverteilung, weitestgehend übereinstimmen.

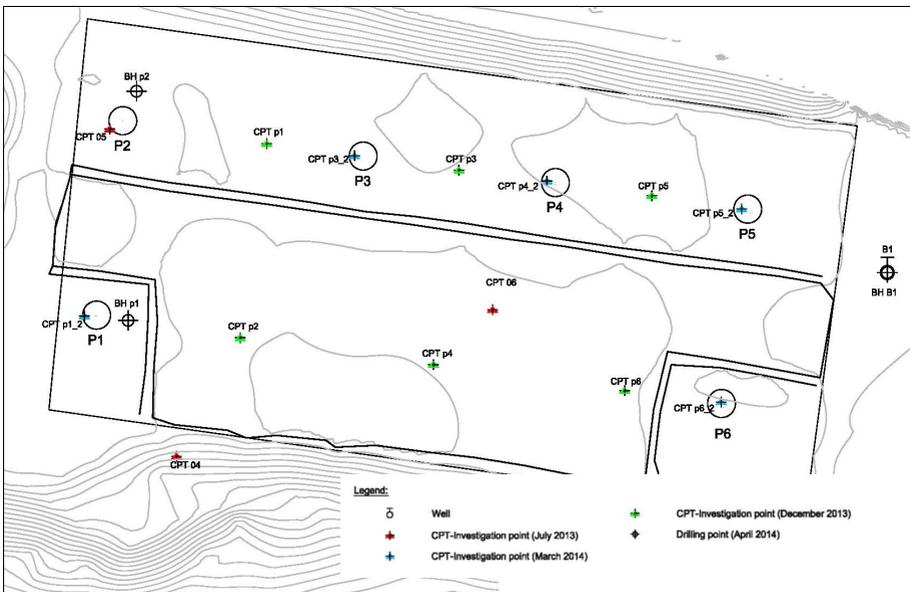


Abbildung 2: Testfeld Altenwalde Darstellung der Erkundungspunkte und der Testpfähle

Die Ausführung der großmaßstäblichen Versuche erfolgte in einem bereits ausgebeuteten Teil einer Sandgrube in Cuxhaven-Altenwalde auf einer Fläche von 120 x 60m. Der Sandabbau wurde hier genehmigungsrechtlich lediglich bis zur Höhe des Grundwasserstandes vorgenommen. Installiert wurden 6 Pfähle mit einem Durchmesser von 4,3 m, einer Wandstärke von 40 bis 45 mm und einer Gesamtlänge von 21,0 m. Die Einbindetiefe betrug ca.

18,5 m u.GOK. Die Installation der Pfähle erfolgt je zur Hälfte im konventionellen Rammverfahren, während die übrige Hälfte im Vibrationsverfahren eingebracht wurde.

Die Pfahlstandorte wurden anhand zuvor durchgeführter Erkundung mit 3 Bohrungen bis zu einer Tiefe von 30 m u.GOK, sowie 17 Drucksondierungen mit Tiefen von 16,3 bis zu 31,4 m u.GOK festgelegt. Zusätzlich erfolgten Laborversuche zu relevanten Bodenkennwerten wie z.B. die Bodenwichte, den Reibungswinkel, die Kohäsion sowie die Korngrößenverteilung.

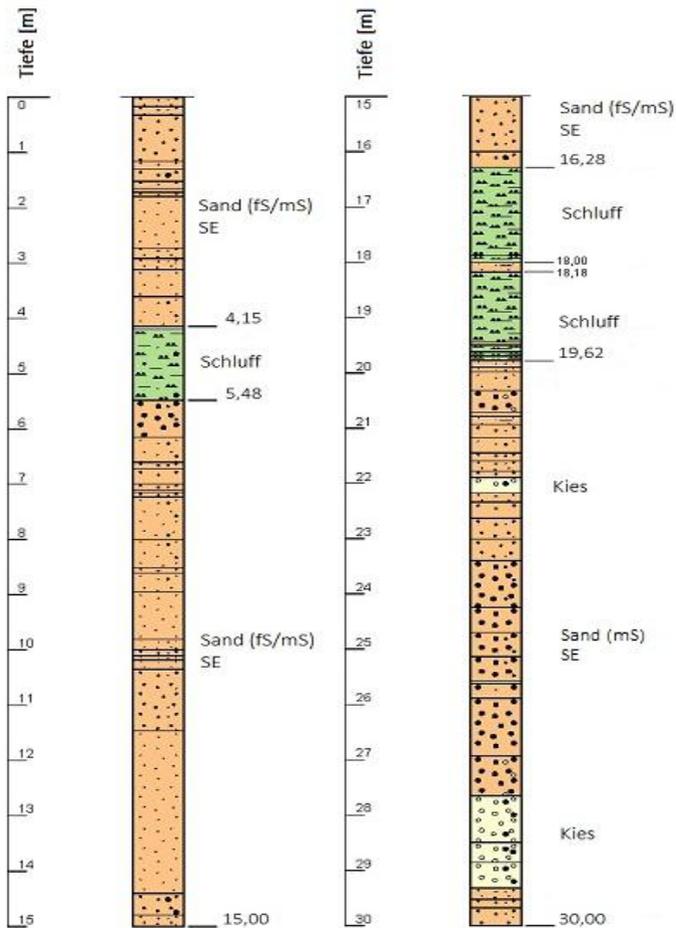


Abbildung 3: Exemplarisches Baugrundprofil des Testfeldes

Der Baugrund des Teststandortes besteht überwiegend aus einem enggestuften Sand (fS/mS), welcher im Bereich der Pfahlgründung von zwei Schluffbändern durchzogen ist.

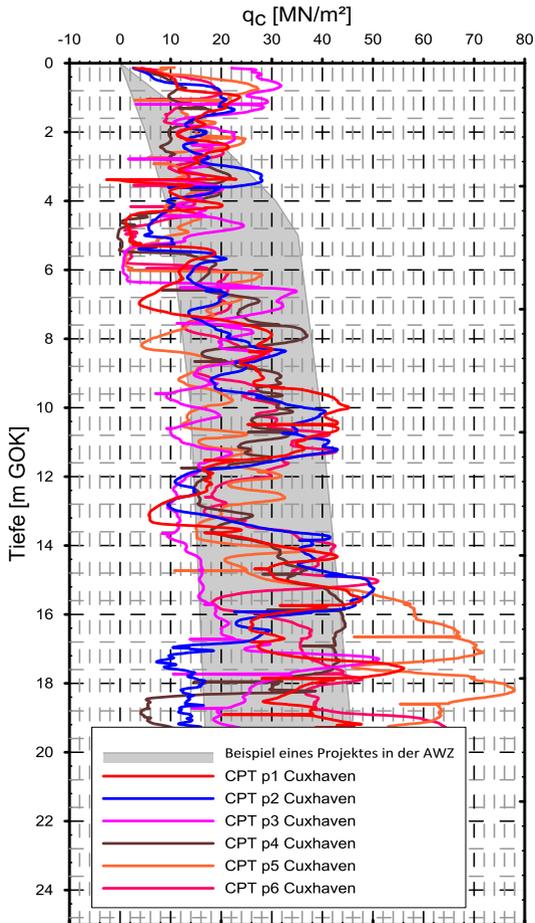


Abbildung 4: Ergebnisse der Drucksondierungen an den Pfahlstandorten im Vergleich zu einem Offshore-Windpark in der Nordsee

Die Ergebnisse der Drucksondierungen am Teststandort weisen einen Spitzendruck auf, welcher typisch für die Standorte von Offshore-Windparks in der Nordsee ist.

## 6 Pfahlinstallation

Am Teststandort wurden im Sommer 2014 die Pfähle sowohl im Ramm- als auch im Vibrationsverfahren ca. 18,5 m in den Baugrund eingebracht. Zur Unterstützung einer senkrechten Pfahlinstallation wurde eine eigens hergestellte Pfahlführung eingesetzt. Die folgenden Installationsgeräte wurden ausgewählt:

- Ramme der Firma IHC Hydrohammer vom Typ S-1200 – Gesamtgewicht 140t
- Vibrator der Firma PVE vom Typ PVE 500M - Gewicht ca. 65t

Ramm- und Vibrationsanalysen ergaben, dass die Geräte in der gewählten Konfiguration am Standort eingesetzt werden konnten. Die Ausführung der vibrierten Pfähle zeigte dann aber, dass die Vibrationsanalyse eher konservative Ergebnisse hinsichtlich der möglichen Eindringzeit lieferte, als dieses in den Versuchen beobachtet werden konnte. An Standorten, wo das Vibrieren ohne weitere Zusatzmaßnahmen gemäß Analyse als kritisch identifiziert wurde, konnte dieser Sachverhalt in der praktischen Ausführung nicht festgestellt werden. Zusatzmaßnahmen wie z.B. die Erhöhung des Pfahlgewichtes waren somit nicht notwendig.

Tabelle 1: Nettoinstallationszeiten

<b>Pfahl</b>	<b>Installationsmethode</b>	<b>Installationszeit [min]</b>
P1	vibrierend	14
P2	rammend	29
P3	rammend (High-Low)	48
P4	vibrierend	3
P5	vibrierend	2
P6	rammend	32

Insgesamt zeigte sich, dass die Nettoinstallationszeit des Vibrationsverfahrens deutlich unter dem des Rammverfahrens lag. So konnte im günstigsten Fall eine Reduktion der Installationszeit durch das Vibrationsverfahren von mehr als das 10-fache erzielt werden.

Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass selbst bei einer Installationsunterbrechung, wie dies im Fall des Pfahls P1 ca. 4 m vor der Endtiefe der Fall war, ein erneutes Anfahren

des Vibrationsprozesses bis zur Zieltiefe möglich war. Dieses wurde jedoch durch eine deutlich langsamere Eindringgeschwindigkeit erzielt.

Ein Film zur Pfahlinstallation steht auf einer Internetplattform unter dem folgenden Link zu freien Verfügung: <https://www.youtube.com/watch?v=nVMVhp5rBDE&feature=youtu.be>

## 7 Nachweisverfahren/Messkonzept und Ausführung

Der Nachweis einer Vergleichbarkeit von gerammten zu vibrierten Pfählen sollte auf zwei Arten erfolgen. Zum einen wurden Änderungen des Baugrundes durch den Pfahleinbringprozess mit Hilfe von Drucksondierungen als indirektes Merkmal erfasst und zum anderen erfolgten Zugversuche, wobei ein vibrierter sowie ein geschlagener Pfahl in verschiedenen Laststufen gegeneinander gezogen wurden. Als direktes Vergleichsmerkmal dienten hier die ermittelten Kopfverformungen.

### Einfluss des Installationsprozesses auf den Baugrund:

- 5 Drucksondierungen vor der Pfahlinstallation
- mehr als 14 Drucksondierungen nach der Pfahlinstallation

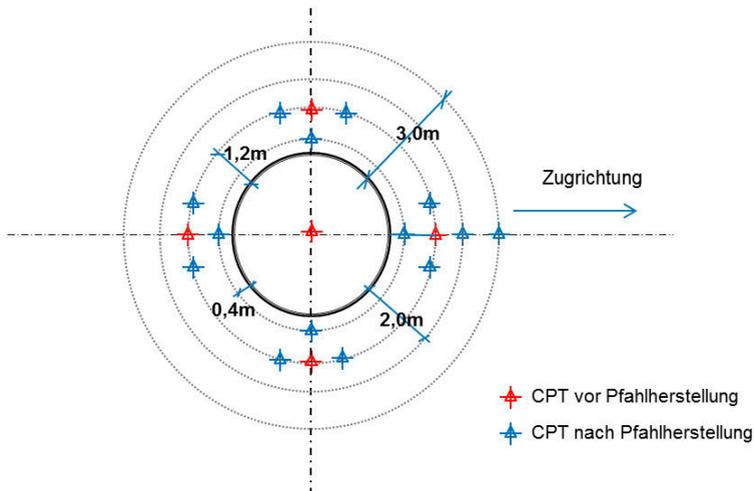


Abbildung 5: Drucksondierungen je installierten Pfahl

Als Ausgangspunkt lagen 5 Drucksondierungen je Pfahl zu Beginn des Installationsprozesses vor. Mindestens weitere 14 Sondierungen wurden ca. 30 Tage nach der Pfahlinstallation ausgeführt. Ziel war es, nur die Sondierungen mit einem Abstand von 1,2 m zum Pfahl untereinander zu vergleichen. Alle übrigen Sondierungen dienten dazu, lediglich die Ausbreitung des Installationseinflusses zu betrachten.

Weitere Drucksondierungen wurden in größeren zeitlichen Abständen (bis zu 145 Tage) nach der Pfahlinstallation vorgenommen, um einen möglichen Setup-Effekt zu identifizieren. Somit lagen die Anzahl der nach der Pfahlinstallation ausgeführten Sondierungen mit Stand Ende November 2014 bei 91 Stück.

**Zugversuch zur Ermittlung des Verhaltens von vibrierten und geschlagenen Pfählen:**

- Wegmessgeber zur Ermittlung der Kopfverformungen;
- Inklinometermessungen am Pfahl zur Messung der Pfahlbiegeline;
- Dehnmessstreifen zur Spannungsmessungen in unterschiedlichen Pfahlebenen;

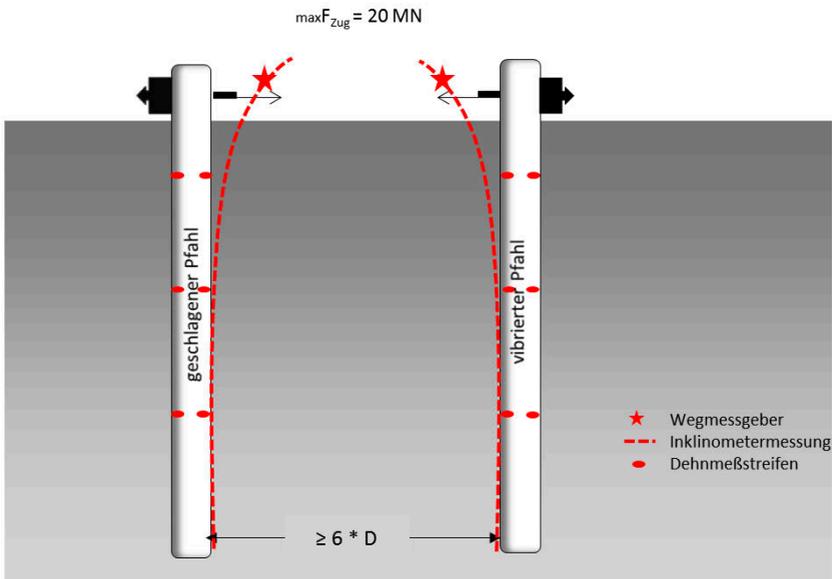


Abbildung 6: Messungen während der Zugversuche je Pfahlpaar

Es wurden drei Pfahlpaare gewählt, die je aus einem vibrierten und einem geschlagenen Pfahl bestanden und deren berechnete Kopfverformungen in einer vergleichbaren Größenordnung vorlagen.

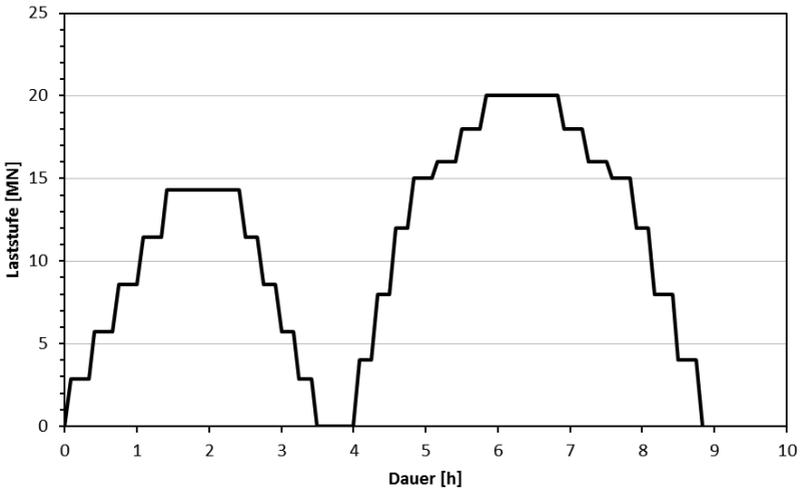


Abbildung 7: geplante Laststufen

Die Pfahlpaare sollten in Laststufen gemäß der 'EA-PFÄHLE 2012' bis maximal 20 MN gegeneinander gezogen werden und mindestens 30 Minuten bei diesem Wert gehalten werden. Des Weiteren galt es, dass Kriterium für die Verformungsgeschwindigkeit zu beachten. Gemessen wurde hier die Kopfverformung, die Biegelinie als auch die Pfahlspannungen.

Eine Zugkonstruktion angetrieben durch hydraulische Pressen wurde extra für die Versuche entwickelt. Die folgende Abbildung stellt die Konstruktion exemplarisch dar.

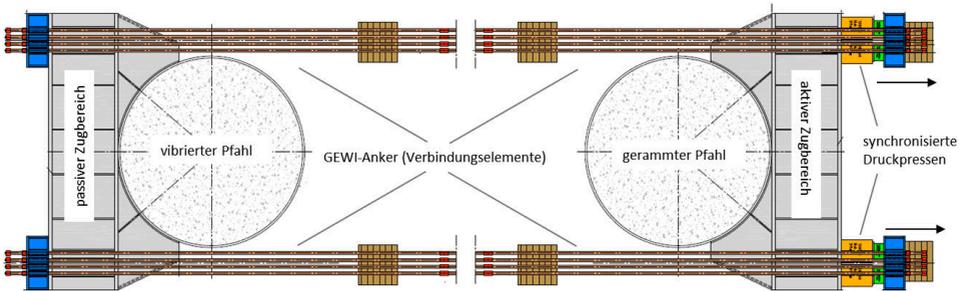


Abbildung 8: Pfahlzugkonstruktion

Mit dem ersten Zugversuch Ende September 2014 zeigte sich leider, dass die entworfene Pfahlzugkonstruktion nicht alle auftretenden Spannungen aufnehmen konnte, so dass dieser Versuch bei einer Laststufe von ca. 90% vorzeitig abgebrochen werden musste. Verformungen der Zugkonstruktion waren sichtbar. Die Auswertung zur Vergleichbarkeit beider Pfähle kann jedoch durchgeführt werden.

Nach einer Begutachtung und Verstärkung der Zugkonstruktion konnten die beiden noch ausstehenden Versuche Mitte Dezember 2014 dann bis zu einer maximalen Zuglast von 19,3 MN erfolgreich fortgesetzt werden. Die Auswertungen der Ergebnisse wird zurzeit noch durchgeführt.

Ergänzende Messungen, die nicht unmittelbar dem gewählten Nachweis der Gleichwertigkeit des Installationsprozesses dienen, wie z.B. Beschleunigungsmessungen während des Installationsprozesses, *lateral frequency response tests* an den Pfählen nach der Installation als auch Restrike-Tests an den gerammten Pfähle, rundeten das Testprogramm ab.

Eine ausführliche Beschreibung und Beurteilung des Messkonzeptes kann dem nachfolgenden Beitrag von BACKES ET AL. (2015) entnommen werden.

## **8 Zusammenfassung und Ausblick**

Mit dem Testfeld konnte gezeigt werden, dass mit den auf dem Markt befindlichen Vibrationsstools große Monopfähle in dicht gelagerten Sanden bis zur Endtiefe eingebracht werden können. Selbst eine Unterbrechung des Vibrationsvorganges kurz vor dem Erreichen der Endtiefe verbunden mit einer erneuten Fortführung des Prozesses ist möglich. Die Rahmenbedingungen hierfür sind jedoch in weiteren Untersuchungen näher zu definieren.

Mit der Vibrationstechnik lassen sich die Nettoinstallationszeiten und damit verbunden die Installationskosten in Offshore-Projekten deutlich reduzieren.

Die Drucksondierungen als auch die Messungen der Zugversuche werden zurzeit noch ausgewertet. Eine Vorstellung dieser Ergebnisse muss daher zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen.

Die vorläufigen Ergebnisse der Drucksondierungen entsprachen nicht der Erwartungshaltung vor Versuchsbeginn. Hier zeigte sich, dass bei allen installierten Pfählen geringere Spitzendrücke ermittelt wurden, als dieses im Ausgangsboden der Fall war. Die Gründe hierfür können vielschichtig sein und sollten im Weiteren von wissenschaftlichen Experten geklärt werden.

Die Ergebnisse der Zugversuche hingegen lassen auf einen erfolgreichen Abschluss des Projektes hoffen. Hier zeigte sich bisher, dass die Kopfverformungen der unterschiedlichen Pfähle in einer vergleichbaren Größenordnung vorlagen.

## 9 Literatur

**EA-Pfähle 2012**; Empfehlungen des Arbeitskrieses „Pfähle“, *Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 2. Auflage 2012*

**DIN 1054:2012**; Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, *DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag 2012*

**Gattermann, J.; Backes, C.; Herwig, V. 2015**; Die Aussagekraft der Geomesstechnik am Beispiel des VIBRO-Project, *Pfahl-Symposium 2015, 19.-20.02.2015 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 99, S. 269-288, 2015*

### Autoren

---

Dr.-Ing. Volker Herwig volker.herwig@rwe.com  
RWE Innogy GmbH  
Wind Energy Offshore www.rwe.com  
Überseering 34, 22297 Hamburg Tel.: 040 209 493-3072

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann j.gattermann@tu-braunschweig.de  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig www.IGB-TUBS.de  
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig Tel.: 0531 391-62002



Seit 1980

## Gutachten und Beratung

---

Baugrunderkundung  
Geotechnik  
Umweltgeotechnik  
Altlasten  
Boden- und Bauwerksdynamik  
Geothermie

Die Ingenieure und Geologen der GuD Consult erkunden den Baugrund und beraten im Hinblick auf sämtliche geotechnischen Aspekte der geplanten Baumaßnahme, damit der Baugrund nicht zu einem Risiko wird. Neben der sicheren und wirtschaftlichen baulichen Lösung stellt die Umwelt ein wichtiges Thema in unserer täglichen Arbeit dar. Wir sorgen mit unseren Analysen im besten Fall für eine Befreiung vom Altlastenverdacht, oder für einen sicheren Umgang mit Altlasten durch Sanierung, Einschließung oder Versiegelung.

## Planung

---

Baugruben  
Gründungen  
Tunnel, Ingenieurbau  
Hafen- und Wasserbau  
Sanierung, Rückbau

Unser Wissen über den Baugrund setzen wir auch als Planer geotechnischer Strukturen um – mit sicheren und kosteneffizienten Lösungen für Baugruben und Gründungen oder mit Planungen von Baugrundverbesserungen. Nachhaltige Energieformen wie Geothermie und Windkraft sind ebenfalls ein wichtiger Teil unserer Projektarbeit. Auch Rückbauplanungen oder die Sanierungsplanung von schadstoff- und altabfallbelasteten Grundstücken und Bauwerken gehören zu unserem Verständnis von Nachhaltigkeit im Bauwesen.

## Bauüberwachung

---

Bauoberleitung  
Qualitätssicherung  
Monitoring  
Messtechnik

Nach den Regeln der Technik überwachen wir die Bauausführung sowie die Sicherheit am Bau und achten auf die Einhaltung des Zeit- und Kostenrahmens. Dabei gewährleistet unsere Qualitätssicherung eine lückenlose Kontrolle und Dokumentation der Prozesse. Unsere Leistungen reichen von geotechnischen Messungen bis hin zu statischen und dynamischen Tragfähigkeitsnachweisen auch bei anspruchsvollen Bau- und Gründungsmethoden. Mit moderner Meß- und Datentechnik überwachen wir auch die Erschütterungsemission aus Verkehr und Bautätigkeit.



*Baugrubenplanung  
Zoofenster, Berlin*



*Pfahlprobepbelastungen  
Bahnstrecke Augsburg – Olching*



*Überwachung der Pfahlherstellung  
Kraftwerksneubauten in Gujarat, Indien*



# **Die Aussagekraft der Geomesstechnik dargestellt am Beispiel des VIBRO-Project**

Jörg Gattermann<sup>1</sup>, Claudia Backes<sup>1</sup>, Volker Herwig<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig

<sup>2</sup>RWE Innogy GmbH, Wind Energy Offshore, Hamburg

## **1 Einleitung**

Dieser Beitrag ist die Fortsetzung des vorangegangenen Beitrages von HERWIG und GATTERMANN (2015). Kurze Zusammenfassung:

Unter der Leitung der RWE Innogy GmbH wurden zwischen Juni und Juli 2014 auf einem Areal in Cuxhaven-Altenwalde (die dort vorhandenen dicht-gelagerten Sande entsprechen größtenteils denen der Installationsorte von Windenergieanlagen in der Nordsee) sechs eigens für dieses Projekt gefertigte und instrumentierte Testpfähle gerammt oder vibriert eingebracht. Insgesamt drei Testpfahlpaare (je ein gerammter und vibrierter Testpfahl) wurden im August und Dezember 2014 auf ihre Querbelaubarkeit und Verformung durch eine max. Last von knapp 20 MN überprüft. Ziel dieser Versuche ist der Nachweis der Vergleichbarkeit zwischen den unterschiedlichen Einbringungsverfahren des konventionellen Schlag- und des Vibrationsrammens an gleichartigen Stahlrohren unter geotechnisch vergleichbaren Bedingungen. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) übernahm die ausgeschriebene geomesstechnische Erfassung aller relevanten Pfahl-Parameter sowohl in der Installationsphase als auch während der Probelastungen mit Ausnahme der Inklinometermessketten, die von der ausführenden Baufirma bereitgestellt wurden.

In diesem Beitrag sollen folgende Punkte der Geomesstechnik erläutert werden:

- Konzepte (vorrangig für die lateralen Tests sowie auch für die Einbringung)
- Genauigkeitsanforderungen
- Zusammenspiel (Redundanz) und Auswertung
- Schlussfolgerungen

## 2 Messkonzept der lateralen Belastungstests

### 2.1 Instrumentierung

Das Messkonzept sowie die durchgeführten Messungen während der lateralen Belastungstests richteten sich grundsätzlich nach den Empfehlungen des Arbeitskreises 'Pfähle' (EA Pfähle 2012) zur Durchführung einer statischen Pfahlprobebelastung quer zur Pfahlachse. Neben der Verschiebungsmessung am Pfahlkopf werden die Messung der Biegelinie des Pfahlschaftes sowie die Kraftmessung am Pfahlkopf empfohlen. Hinsichtlich der Anordnung der Messtechnik zur Erfassung der Pfahlkopfverschiebung besteht die Empfehlung, die Horizontalverschiebungen durch Messaufnehmer in zwei zueinander senkrecht stehenden Richtungen zu messen.

Dieser Forderung wurde beim VIBRO-Project nachgekommen, indem an jedem Pfahl die Verformung mit je zwei hochpräzisen, induktiven Wegaufnehmern der Baureihe *Novopad LS1* von NOVOTECHNIK (Abbildung 1) in Belastungsrichtung sowie quer dazu gemessen wurde. Zusätzliche Wegaufnehmer an drei Stellen des Pfahlquerschnittes erfassten eine Verformung bzw. Änderung in vertikaler Richtung.



Abbildung 1: Wegaufnehmer der Baureihe LS1 von NOVOTECHNIK

Aus den nach der API-Methode (American Petroleum Institute) berechneten Prognosen der Pfahlkopfverschiebungen ergaben sich die Messbereiche der Wegaufnehmer von 10 cm für die horizontale Pfahlkopfverschiebung in Belastungsrichtung und 5 cm für die Horizontalverschiebung quer zur Belastungsrichtung sowie für die vertikalen Verschiebungsmessungen. Die Wegaufnehmer wurden so entsprechend ausgeschrieben.

Abbildung 2 gibt einen Überblick über die Positionen der einzelnen Messinstrumente an einem Testpfahl. Die Zahlen der Messgeber weisen auf ihre Lage bezüglich der Belastungsrichtung hin. Zum besseren Verständnis wurde beim gesamten Projekt vom IGB-TUBS eine einheitliche Achsenbezeichnung eingeführt. Auf dem Prinzip einer analogen Uhr aufbauend bezeichnet 12 Uhr von oben gesehen diejenige Achse, die in der Belastungsrichtung liegt und somit dem gegenüberliegenden Pfahl zugewandt ist.

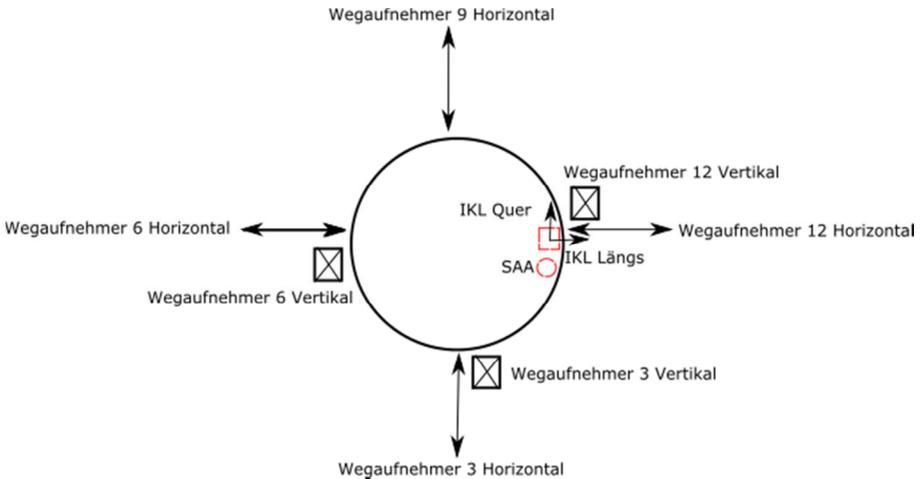


Abbildung 2: Anordnung der Messtechnik an jedem Testpfahl

Alle Wegaufnehmer müssen an einem, aus den Verformungen während der Belastungstests unabhängigen und lagestabilen Trägersystem befestigt werden. Hierfür wurde vom IGB-TUBS erstmals eine Konstruktion aus Gitterträgererelementen, die üblicherweise im Bühnenbau Verwendung finden, ausgewählt. Die Traversen bestehen aus Aluminium und sind mehrgürtig im Fachwerkprinzip aufgebaut. Beim VIBRO-Project kommen 4-Punkt-Traversen zum Einsatz. Dieses hat folgende Vorteile:

- modulartig individuell anpassbar
- hohe mechanische Stabilität
- geringes Gewicht

Die EA Pfähle gibt für horizontale Pfahlprobelastungen Abmessungen für das Referenzsystem vor (Abbildung 3), die bei dem vorhandenen Rohrdurchmesser von 4,30 m eine Spannweite der Messbrücke von 17,20 m ergeben hätte.

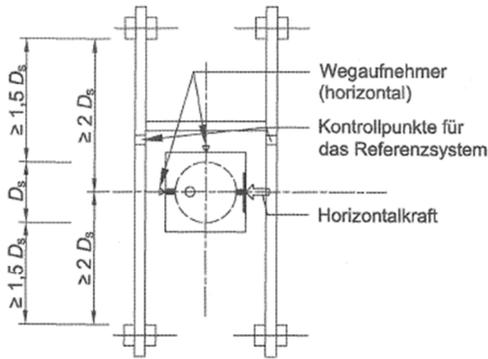


Abbildung 3: Beispiel eines Referenzsystems nach EA Pfähle (2012)

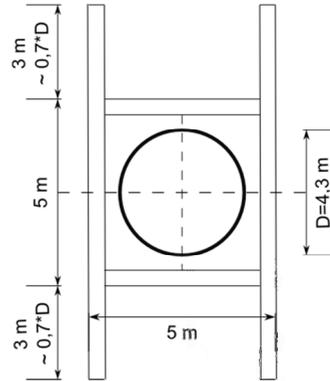


Abbildung 4: Aufbau des Referenzsystems beim VIBRO-Project

Die ursprünglich geplante Lagerung des Systems gemäß den Empfehlungen musste allerdings verringert werden, um kurzfristig eine nicht eingeplante Höhe des Systems oberhalb der Belastungseinrichtung zu realisieren. Die Lagerung des Referenzsystems (Messbrücke) befindet sich daher in einem Abstand von  $3\text{ m}$  vom Testpfahl und unterschreitet damit die Anforderungen von  $1,5 \cdot D = 1,5 \cdot 4,3\text{ m} = 6,45\text{ m}$  um etwas mehr als die Hälfte. Jedoch wurde bei allen drei Tests die Messbrücke von außen genau überwacht, und es wurden keinerlei Bewegungen festgestellt.



Abbildung 5: Freistehendes, die Anlage überragendes IGB-TUBS-Referenzsystem

Um die Verschiebung des kreisrunden Pfahlkopfes unabhängig von Störgrößen wie Unebenheiten der Pfahloberfläche oder der Pfahlkrümmung zu erfassen, findet sich in der EA Pfähle (2012) die Empfehlung, auf der Pfahloberfläche Glasplatten zur Reibungsverminderung zu befestigen. Für die horizontalen Wegaufnehmer wurden zu diesem Zweck zunächst 15 x 15 cm große Spiegelfliesen, bei den letzten Versuchen auch länglichere PVC-Platten, mit einem Montagekleber oder Silikon auf der Pfahlkopfoberfläche an den relevanten Stellen in einer Flucht mit der Belastungsrichtung ausgerichtet und befestigt. Als Tastfläche für die vertikalen Wegsensoren dienten ebenfalls Spiegelkacheln oder PVC-Platten, die auf einem Stahlwinkel befestigt waren und anschließend an den vorhergesehenen Stellen ausgerichtet und angeschraubt wurden (Abbildung 6).



Abbildung 6: Spiegel-Tastflächen und Ausrichtung der Wegaufnehmer

Zur Bestimmung der Biegelinie des gesamten Pfahles wurde pro Pfahl eine 20 m lange Inklinometerkette mit dreidimensionalen Beschleunigungsaufnehmern eingesetzt, deren Funktionsweise auf der kapazitiven MEMS-Technologie (Micro-Electro-Mechanical-System) basiert. Das eingesetzte *ShapeAccelArray Field Modell* (SAA) besteht aus insgesamt 40 x 500 mm langen Segmenten, die jeweils einen Beschleunigungsaufnehmer enthalten. Entsprechend der Empfehlungen der EA Pfähle erfolgte die Messung auf der Druckseite des Pfahles in einem dafür auf der Innenseite aufgeschweißtem Hohlrohr (siehe auch Abbildung 16).

Zusätzlich wurde an jedem Pfahl die Pfahlkopfneigung während der Probelastung gemessen. Zu diesem Zweck wurde auf dem oberen Rand der Stahlrohre auf 12 Uhr ein hochpräzises, biaxiales Servoinklinometer befestigt, das die Neigung in und quer zur Belastungsrichtung erfasst.

Zur Verifizierung der Biegelinie wurden in den Achsen 12 und 6 die Stauchungen bzw. Dehnungen des Pfahles in vier Tiefenlagen mit applizierten Dehnungsmessstreifen (DMS) ermittelt (Abbildung 7).

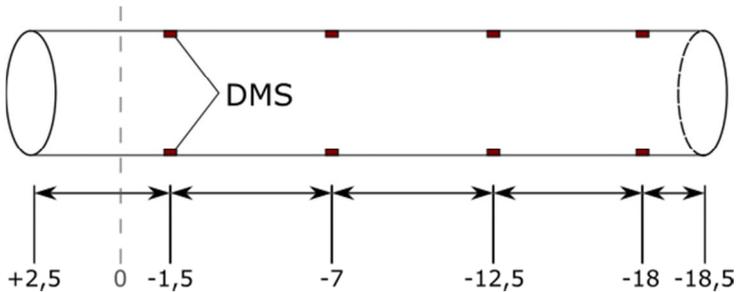


Abbildung 7: Lage der Dehnungsmessstreifen (in Metern u. GOK, Pfahlkopf links)

Die Belastung der Pfähle wurde während der Versuche von insgesamt vier Hydraulikpressen realisiert. Zur Steuerung und Überwachung wurden die Kräfte, die jede einzelne Presse ausübte, von piezoelektrischen Kraftmessgebern erfasst, deren Aufstandsfläche auf die geometrische Größe der Hydraulikpressen abgestimmt war. Jeder der vier Kraftmessgeber *KKLN 5000 A16/T* der Firma GLÖTZL kann eine Belastung von bis zu 5000 kN messtechnisch erfassen, so dass ein Messbereich bis maximal 20 MN sichergestellt war.

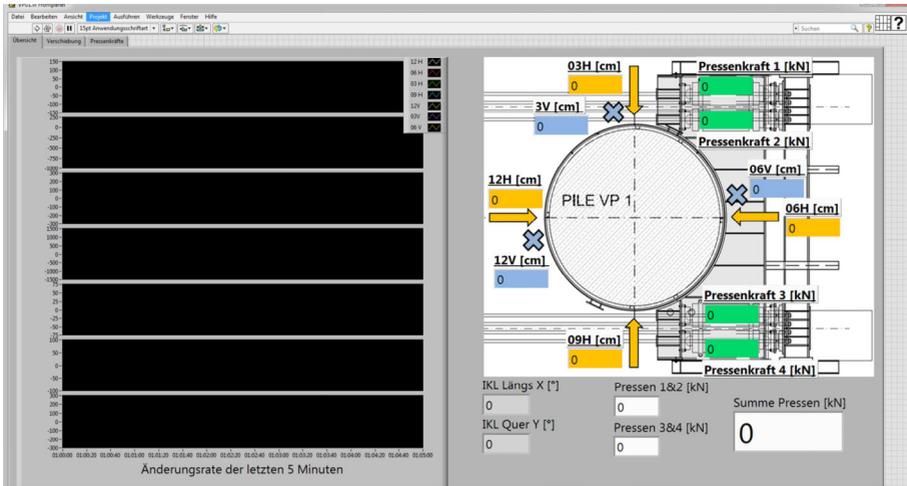


Abbildung 8: Frontpanel des aktiven Testpfahls in LABVIEW [BACKES, 2014]

Die komplette vom IGB-TUBS eingesetzte Messtechnik wurde während der gesamten Testphase kontinuierlich mit einer Rate von 1 Hz abgetastet, aufgezeichnet und visuell zur Steuerung der Versuche dargestellt (Abbildung 8).

Zusätzlich zu diesen Messungen wurden relevante Punkte der Belastungsanlage, der Rohre sowie der Messbrücken in jeder Belastungsstufe auch geodätisch eingemessen.

## 2.2 Vorteile und Problematiken

- Referenzsystem

Das Messbrückensystem aus Aluminium-Trusselementen weist große Vorteile sowohl im Aufbau und in der Handhabung als auch durch seine Flexibilität und Mobilität auf. Variable Abmessungen und Höhen können durch Kombination der Elemente realisiert werden. Die Ausrichtung und Befestigung der Messtechnik durch spezielle Halterarme erlaubt ebenfalls eine hohe Flexibilität, so dass auch eine nicht plane Lagerung des Referenzsystems keinen Einfluss auf die Messung nimmt.

Insbesondere für den Fall, dass ein Referenzsystem, wie beim VIBRO-Project, an mehreren Probepfählen der gleichen Baustelle zum Einsatz kommt, ist die Verwendung von Vorteil, da die fertigestellte Messbrücke vom Kran leicht an mehrere Positionen gehoben werden kann (Abbildung 9).



Abbildung 9: Einfaches Versetzen der kompletten IGB-TUBS-Messbrücke

Der Einfluss sich ändernder Temperaturen auf die gewählte Messbrückenkonstruktion wurde in einer Simulationsmessung an einem festen Brückenwiderlager auf dem Gelände des IGB-TUBS überprüft und ausgewertet (Abbildung 10). Demnach ergeben sich für Temperaturänderungen von  $\Delta 10^{\circ}\text{C}$  bei der gewählten Brückengröße Verschiebungen der Eckpunkte von maximal 1,2 mm in Längsrichtung [BACKES, 2014].



Abbildung 10: Ermittlung der Temperatureinflüsse auf die IGB-TUBS-Messbrücke

In der Literatur ist ein theoretischer Ausdehnungskoeffizient für Aluminium von  $\alpha_T = 24 \cdot 10^{-6}$  angegeben. In vielen statischen Pfahlprobelastungen werden hölzerne

Fachwerkkonstruktionen als Referenzsystem verwendet. Für Holz gelten nach METZGER (2014) theoretische Ausdehnungskoeffizienten zwischen  $\alpha_{\tau} = 7 \cdot 10^{-6}$  (längs zur Faser) und  $\alpha_{\tau} = 45 \cdot 10^{-6}$  (quer zur Faser). Somit liegen sowohl die theoretisch berechneten als auch die gemessenen Verformungen des gewählten Aluminium-Referenzsystems leicht oberhalb dieser Werte. Zur Korrektur des Temperatureinflusses wurden während der Belastungstests die Temperaturen an fünf relevanten Punkten erfasst und verrechnet.

- Tastflächen

Ausschlaggebend für die geforderte Genauigkeit der Pfahlkopfverschiebungen ( $< 0,2 \text{ mm}$ ) ist die präzise Applikation der Messtechnik. In diesem Zusammenhang sollte der planparallelen Ausrichtung und Befestigung der Tastflächen besondere Aufmerksamkeit zuteilwerden. Geringste Schiefstellungen können bei den hochgenauen Wegaufnehmern während der Versuchsdurchführung Verschiebungen vortäuschen, die nicht durch die Belastungsverformung hervorgerufen werden.

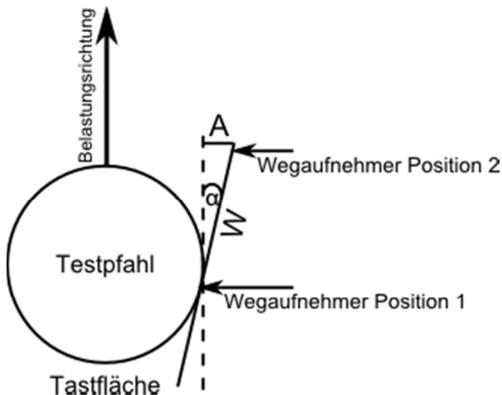


Abbildung 11: Berechnung der Messabweichung durch Schiefstellung der Tastfläche für horizontale Wegaufnehmer

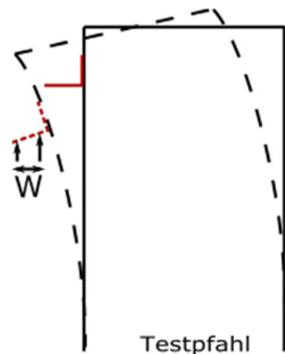


Abbildung 12: Messabweichung durch Schiefstellung der Tastfläche für vertikale Wegaufnehmer

In diesem Zusammenhang wurden in einer theoretischen Betrachtung die Abweichungen ermittelt, die sich aus einer Schiefstellung der Tastfläche für die Verschiebung eines Wegaufnehmers in Belastungsrichtung entlang der Glasplatte ergeben (Abbildungen 11 und 12).

Tabelle 1: Abweichungen durch Verdrehung der Tastfläche

Verdrehungswinkel der Testfläche [°]	Abweichung bei einem Verschiebungsweg von 10 cm [mm]
1	1,7
3	5,2
5	8,7
10	17,4

Tabelle 1 zeigt den theoretischen Einfluss definierter Abweichungen der befestigten Tastflächen von der idealen Ausrichtung. Das bedeutet, dass bei einer planparallel ausgerichteten und einer um  $1^\circ$  schräggestellten Tastfläche bei einem Verschiebungsweg von 10 cm in Belastungsrichtung zwischen den Wegaufnehmern quer zur Belastungsrichtung theoretisch eine Differenz von 1,7 mm auftreten kann. Zusätzlich nehmen auch Mängel in der lotrechten Ausrichtung entsprechenden Einfluss. Für die Pfahlkopfverschiebung in Belastungsrichtung tritt außerdem der Effekt auf, dass trotz ideal ausgerichteten Tastflächen durch die Neigung des Pfahlkopfes eine Verfälschung der gemessenen Wege zustande kommt.

Ein ähnliches Problem ergibt sich für die Tastflächen der vertikalen Wegaufnehmer, die mit Hilfe von Winkelverbindungen am Pfahlkopf befestigt werden. Bei einer Verbiegung des Pfahls nach Abbildung 12 und gleichzeitiger Verschiebung in Belastungsrichtung, kommt es zur Messung von zusätzlichen vertikalen Verschiebungen, die nur aus der Tastflächen-Schiefstellung resultieren. Dieser Effekt kann sowohl in als auch quer zur Belastungsrichtung auftreten.

- Wegaufnehmer

Auch die Ausrichtung der Wegaufnehmer auf den Tastflächen muss mit großer Sorgfalt ausgeführt werden, da größere unerwartete Verformungen zu einem Abrutschen der Wegaufnehmer von der Fläche und somit unter Umständen zu Messausfällen führen können (Abbildung 13). Aus diesem Grund müssen ausreichend große Tastflächen verwendet werden. Nicht nur ein Abrutschen, sondern auch eine Neuausrichtung der Wegaufnehmer zwischen den Belastungszyklen sollte nach Möglichkeit durch die Wahl eines ausreichenden Messbereiches verhindert werden, da während der Belastungstests ein Betreten der Sicherheitszone meistens untersagt ist.



Abbildung 13: Wegaufnehmer außerhalb (oben) oder am Rande seines Messbereiches

Bei allen drei Tests mussten die Wegaufnehmer in der Entlastungsphase neu justiert werden, da die tatsächlichen Verformungen (Bewegungen) die prognostizierten deutlich überschritten. Teilweise musste dies auch während der Belastung geschehen.

- SAA

Die von der ausführenden Baufirma bereitgestellten SAA-Inklinometermessketten (drei 20m-Ketten und zwei 50m-Ketten) der Firma *Measurand* können einfach installiert, nach dem Gebrauch wiedergewonnen und im Anschluss an ihre Installation führerlos genutzt werden. Allerdings wurden Probleme in der Ausrichtung und dem Aufbringen von mechanischen Verdrehungen auf das Messgerät bei der Wiedergewinnung deutlich. Diese Probleme scheinen keine Einzelfälle zu sein, denn bei Felduntersuchungen in einer Langzeitstudie mit den SAAs wurden die Probleme der schwierigen Ausrichtung und Beschädigung bei der Wiedergewinnung ebenfalls aufgedeckt, die zu verfälschten Messergebnissen führten (BARENDSE, 2012). Weiterhin wurde dort festgestellt, dass die  $0,3^\circ$ -Verdrehungen von Segment zu Segment größer waren. Um diese Probleme zu lösen, reagierte der Hersteller und verbesserte den ursprünglichen SAA-Typ, der beim VIBRO-Project allerdings nicht eingesetzt wurde. Um die Lage im Raum und Ausrichtung zu ermitteln, können sogenannte Magnetometer in das SAA eingebaut werden. Mit Hilfe dieser Magnetometer

kann in der Software die Ausrichtung überprüft werden. Die verwendeten SAA wiesen zum Teil erhöhte Gebrauchsspuren auf.

Die vom Hersteller empfohlenen Kalibrier- und Funktionstests konnten wegen der Bauteilverhältnisse vorab nur an den 20m-Ketten durchgeführt werden und wiesen zum Teil bereits erhöhte Ungenauigkeiten nach. Nach Beendigung der Messkampagne wurde eine 20m-Kette im Labor des IGB-TUBS nochmals intensiv überprüft. In Abbildung 14 sind die Kalibrierungen dieser Kette vor und nach den Tests dargestellt. Zu Beginn der Tests war das letzte Oktett (8 Messglieder = 4 Meter) leicht außerhalb des Toleranzbereichs von 10° 'Roll Error'. Nach dem Einsatz im Projekt hatte sich der dieser 'Roll Error' in den beiden unteren Oktetts verdreifacht. Bei Abweichungen außerhalb des Toleranzbereiches müssen laut Hersteller die Sensoren ausgetauscht werden.

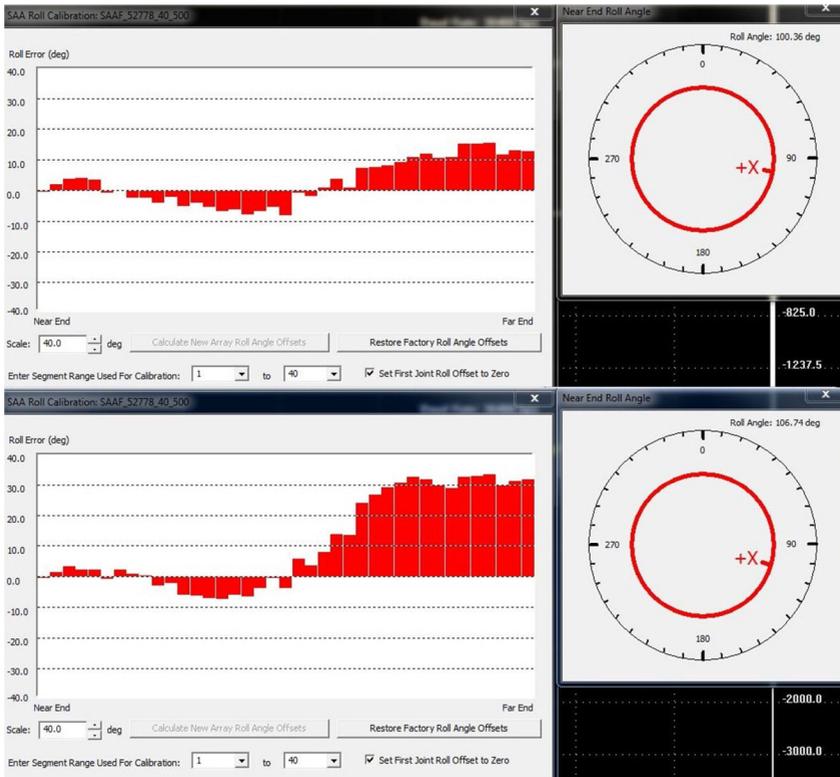


Abbildung 14: Kalibrierung vor (oben) und nach (unten) den lateralen Probelastungen [KANTER, 2015]

Diese Erhöhung des 'Roll Errors' könnte damit erklärt werden, dass bei der Installation der Messkette (Abbildung 15) und dem Ausrichten nach der X-Achse (Abbildung 16) ein erhöhtes Torsionsmoment auf die Kette, hervorgerufen durch die Reibung am Führungsrohr, aufgebracht wurde. Dieses würde jedoch nur dauerhafte Messfehler bei einer Versuchsdurchführung hervorrufen. Tatsächlich wurden aber auch nicht interpretierbare Biegelinien zeitlich innerhalb interpretierbarer gemessen (s. Abbildung 18). Diese Phänomene lassen sich mit dem überschrittenen 'Roll Error' nicht erklären [KANTER, 2015].



Abbildung 15: Einbau des 50 m langen SAA-Ketteninklinometer



Abbildung 16: SAA freibeweglich im Rohr vor der Lagefixierung

#### - Präzisionsinklinometer

Verhält sich der Probepfahl wie ein kurzer starrer Pfahl und er verdreht sich um einen bekannten Punkt, kann das biaxiale Servoinklinometer als Kontrollmöglichkeit für die Wegaufnehmer dienen. Das Wissen um den Verdrehungspunkt ergibt sich aus der Berechnung der Biegelinien mit Hilfe des SAA und der Wegaufnehmer. Gleichzeitig kann das Präzisionsinklinometer als Verifizierung der gemessenen Pfahlkopfneigung durch das SAA fungieren. Da aber das SAA keine belastbaren Ergebnisse lieferte, können auch die Ergebnisse des Präzisionsinklinometers nur bedingt zur Auswertung herangezogen werden.

### 2.3 Ergebnisse

Im Folgenden werden beispielhaft die Ergebnisse zweier Wegaufnehmer und die ermittelten Pfahlbiegelinien an einem Pfahl dargestellt. Es handelt sich lediglich um qualitative Ergebnisse, die keinerlei Aussage über die tatsächliche Verschiebung oder quantitative Verformung enthalten, da zum Zeitpunkt dieser Veröffentlichung eine Freigabe der Testergebnisse durch den Auftraggeber noch nicht erfolgt war. Dieses wird demnächst an anderer Stelle erfolgen.

Abbildung 17 zeigt den zeitlichen Verlauf der horizontalen Pfahlkopfverschiebung in Belastungsrichtung, die von zwei Wegaufnehmern (rot und blau) zeitgleich gemessen wurde. Die dritte Kurve (grün) spiegelt die zwei Lastzyklen laut EA Pfähle als Summe der gemessenen Einzelkräfte der vier Hydraulikpressen wider. Auffällig ist, dass die Wegaufnehmer anfänglich noch annähernd gleich verlaufen, bevor der Sensor 6H im Laufe des ersten Zyklus deutlich größere Verformungen nachweist. Dieser Sachverhalt kehrt sich bereits zu Anfang des zweiten Zyklus um. Im Verlauf der weiteren Belastung nähern sich beide Kurven einander an, bis gegen Ende der Probelastung der Wegaufnehmer 6H erneut größere Werte zeigt.

Dieser Effekt kann unter Umständen daraus resultieren, dass der Pfahlkopf an sich unter Einwirkung der Belastung Verformungen erfahren könnte. Aus den Ergebnissen quer zur Belastungsrichtung kann jedoch eine Verformung des kreisrunden Rohres ausgeschlossen werden. Dies wird zusätzlich dadurch bestätigt, dass sich an keiner Stelle des ausbetonierten Pfahlkopfes weder vor, während oder nach der Probelastung sichtbare Risse im Beton befinden. Dieses Phänomen muss noch näher untersucht werden.

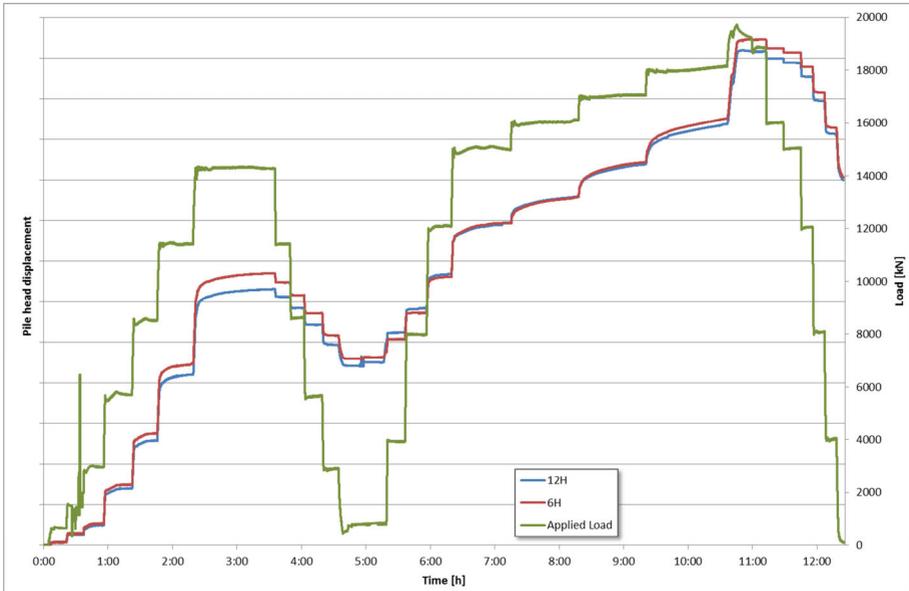


Abbildung 17: Schematischer Verlauf zweier Horizontalwegaufnehmer an einem Pfahl

Wie bereits im Abschnitt 2.2 erläutert, war der Gebrauch des SAA für die präzise Messaufgabe beim VIBRO-Project nur bedingt geeignet. Dieses spiegelt sich auch in den qualitativ ausgewerteten Biegelinien wider (Abbildung 18). Die an die Pfahlkopfverformungen zum Ende jeder Laststufe angeschlossenen Verschiebungslinien aus der SAA-Messung weisen im ersten Zyklus einen eindeutigen Drehpunkt zwischen -16 m und -18 m unter der Rohroberkante (u. ROK) auf. Allerdings müsste dieser Punkt im Grunde genommen direkt auf der y-Achse liegen (Drehpunkt zwischen der Verschiebung in Belastungsrichtung und entgegengesetzt). Dies zeugt von der für diese Messaufgabe nicht geeigneten und nicht den Genauigkeitsanforderungen entsprechenden Messtechnik.

Da die Biegelinien sowohl bei der ersten als auch bei den letzten beiden Laststufen des zweiten Zyklus einen ähnlichen Verlauf und eine nahezu gleiche Lage des Drehpunktes aufweisen, muss für die drei Biegelinien bei einer Belastung von 4000 kN bis 12000 kN, die ihren Drehpunkt bei etwa -5 m u. ROK haben, von einem groben Messfehler ausgegangen werden. Da weder in der Software noch an der Messtechnik an sich zwischenzeitlich Änderungen vorgenommen wurden, kann es sich nur um einen Fehler innerhalb des SAA handeln.

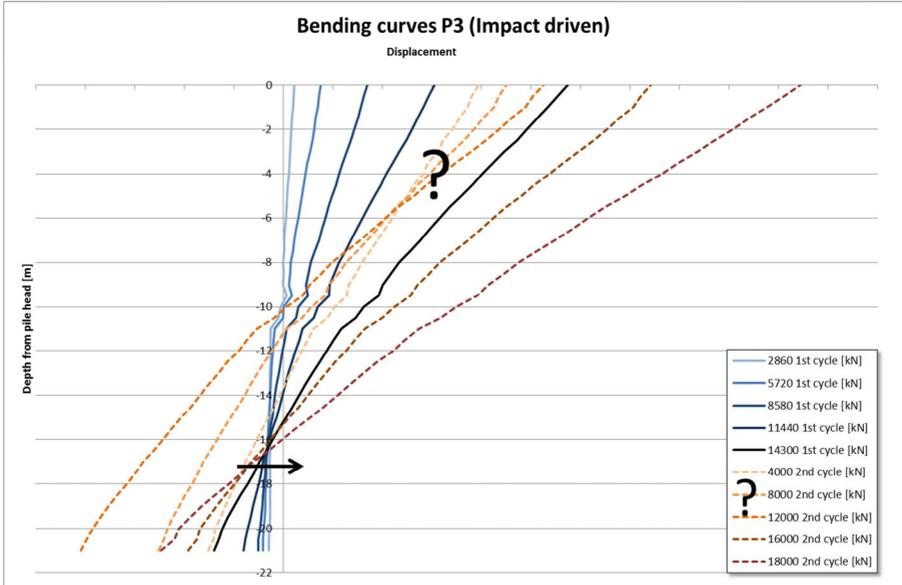


Abbildung 18: Schematischer Verlauf der Biegelinien an einem Pfahl

### 3 Messkonzept für die Pfahl-Installation

Im ursprünglichen Messkonzept wurden lediglich Messungen mit triaxialen Beschleunigungsaufnehmern zur Ermittlung der Schallabstrahlung während der Einbringung vorgesehen. Nach Auftragsvergabe wurde die Anzahl der Messungen, sowie das gesamte Konzept für die Messungen während der Einbringung erheblich erweitert. Dieses wurde dadurch ermöglicht, dass die benötigte Hardware zur hochfrequenten Messung beliebig, ohne großen finanziellen Aufwand für die restlichen Sensoren erweitert werden konnte. Die erforderlichen Module waren beim IGB-TUBS vorhanden und konnten integriert werden. Zusätzlich wurden weitere Institutionen mit ihrer eigenen Messtechnik an diesem Forschungsprojekt zugelassen, die zusätzlich vom IGB-TUBS koordiniert werden mussten.

Die bewährte Sensortechnik zur Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastung am Kopf, wurde von den zwei unterschiedlichen Unternehmen *GEODRIVE Technology BV, Niederlande* (mit selbst entwickelten Sensor-Systemen und Software GEOWAVE) und *GEO-ENGINEERING.org GmbH, Bremen* (mit PDI-Sensoren / Auswertung CAPWAP, USA) ausgeführt.

Tabelle 2: Geplante und ausgeführte Messtechnik pro Pfahl  
(Veränderungen gegenüber der Ausschreibung sind grau unterlegt)

**Laterale Belastungstests:**

ausgeschriebenes Messkonzept		ausgeführtes Messkonzept	
Beschreibung	Anzahl	Beschreibung	Anzahl
Wegaufnehmer 10 cm	2	Wegaufnehmer 10 cm	2
Wegaufnehmer 5 cm	5	Wegaufnehmer 5 cm	5
Inklinometerkette, 20 m, 40 Messstellen	1	Inklinometerkette, 20m, 40 Messstellen	1
		Temperaturaufnehmer	5
		Präzisionsinklinometer (X, Y)	1
Dehnungsmessstreifen	16	Dehnungsmessstreifen (einaxial, Viertelbrücken)	16

**Installationsphase:**

Dehnungsmessstreifen	16	Dehnungsmessstreifen (einaxial, Viertelbrücken)	16
		Dehnungsmessstreifen (Rosette) (drei Richtungen, Viertelbrücken)	12*3
Schallmessung (triax. Acc.) 500 g	3	Schallmessung (triax. Acc.) 50 g (Vibration), 500 g (Rammung)	3
Schallmessung (triax. Acc.)* 500 g	6	Schallmessung (triax. Acc.) 50 g (Vibration), 500 g (Rammung)	6
Lateral Frequency Response (empfindliche einaxiale Beschleunigungssensoren)	10	Lateral Frequency Response (empfindliche einaxiale Beschleunigungssensoren)	5
		Dynamische Pfahlprobebelastung GeoDrive Technology BV (Dehnung/Beschleunigung)**	3
		Dynamische Pfahlprobebelastung geo-engineering, Bremen (Dehnung/Beschleunigung)**	3
		Dynamische Pfahlprobebelastung geo-engineering, Bremen (Dehnung/Beschleunigung)***	3
		Temperaturaufnehmer	4
		DMS auf Zugankern (airwerk)	9
		Geophonmessungen	5

(ausgeführt vom IGB-TUBS – wenn nicht anders vermerkt)

\* Installation nur in Pfahl VP01 und VP05

\*\* nur bei den gerammten Pfählen VP01, VP05, VP04 (Installationsreihenfolge)

\*\*\* nur bei den vibrierten Pfählen VP02, VP06, VP03 (Installationsreihenfolge)

Sämtliche Sensoren im Inneren der Pfähle wurden im Herstellungswerk *Steelwind Nordenham GmbH* appliziert oder vorbereitet. Um geforderte Zeitfenster auf der Baustelle einhalten zu können, wurden die für jeden Test gleichen Verlängerungskabel sowie die mehrfach genutzten Sensoren in der obersten Messebene mittels leicht zu identifizierender Farbmarkierungen sehr schnell und gesichert zusammengesteckt (Abbildung 19). Für die leichte Identifizierung der vorgefertigten Schraublöcher wurden auch diese unterschiedlich farbig markiert (Abbildung 20).



Abbildung 19: Mitarbeiter vom IGB-TUBS und GEODRIVE beim Kabel-Puzzle



Abbildung 20: Intakte Sensorik und Kabelhalterungen nach der Rammung

#### 4 Schlussfolgerungen

Das Messkonzept zur Ermittlung der relevanten Verformungen und Bewegungen beim VIBRO-Project wurde sorgfältig, redundant und im Gegensatz zu vielen anderen Mess-Projekten frühzeitig geplant und ausgeschrieben. Doch wie bei jedem anderen größeren Projekt wuchsen auch hier die Wünsche und Anforderungen mit dem Projektfortschritt. Bis auf zusätzliche Porenwasserdruckgeber konnten alle weiteren Zusatzaufgaben erfolgreich umgesetzt und ausgeführt werden. Die Ergebnisse der Zugversuche lassen auf einen erfolgreichen Abschluss des Projektes hoffen. Die bisherigen Auswertungen lassen darauf schließen, dass die Kopfverformungen der unterschiedlich eingebrachten Pfähle in einer vergleichbaren Größenordnung liegen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Die gemessenen Verformungen/Bewegungen waren gegenüber den Prognosen sehr viel größer. Hierfür waren die Wegaufnehmer nicht ausgelegt, konnten aber erfolgreich nachjustiert werden. Die Prognosemodelle müssen verbessert werden.
- Redundante Messsysteme sind wichtig. Fällt jedoch ein Bindeglied aus (oder ist nicht ganz plausibel), ergeben sich damit negative Auswirkungen auf die Interpretierbarkeit von 'angehängten' oder aufbauenden Messparametern.
- Wirtschaftliches Denken und Handeln ist wichtig, jedoch sollte dies niemals zu Lasten der geforderten Messgenauigkeit und Redundanz gehen.
- Die Installation und Durchführung von Messungen durch verschiedene Institutionen ist eine große logistische Herausforderung und sollte möglichst vermieden werden.
- Trotz einer Verringerung des von der EA Pfähle (2012) empfohlenen Abstandes für die Lagerung des Referenzsystems kam es zu keinerlei Bewegung der Messbrückenkonstruktion. Dieser Abstand könnte reduziert werden.
- Ein wichtiger, bisher unerwähnter Punkt ist die Komplexität der Auswertung aller Messungen. Dieses sollte bei der Planung und Ausschreibung immer mitbedacht werden. Nur auf der Grundlage einer koordinierten Auswertung aller erzielten Messergebnisse ist eine schnelle und sichere Interpretation möglich, und nur damit kann eine Weitergabe der gewonnenen Erkenntnisse an die 'wartende' Fachwelt ohne große Verzögerungen realisiert und gewährleistet werden.

## Literatur

**Backes, C., 2014;** Das Condition-Monitoring-System (CMS) der statischen Pfahlprobebelastung quer zur Pfahlachse beim VibroPile-Projekt, *Diplomarbeit TU Braunschweig, unveröffentlicht, 2014*

**Barendse, M. (2012);** SPR Research Project C-06-02: Field Evaluations of "ShapeAccelArray" In-place MEMS Inclinometer Strings for Subsurface Deformation Monitoring, New York 2012 <https://www.dot.ny.gov/divisions/engineering/technical-services/trans-r-and-d-repository/C-06-02%20final%20report.pdf>, Download: 22.01.2015

**EA Pfähle 2012;** Empfehlungen des Arbeitskreises 'Pfähle', *Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn Verlag, 2. Auflage 2012*

**Garbers, T., Fischer, C., Cudmani, R., Maitschke, G., 2014;** Messtechnische Überwachung einer statischen Probelastung an einem Frankipfahl für das Bahnhofsgebäude Stuttgart 21; *Messen in der Geotechnik 2014, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 98, S. 1-22, 2014*

**Herwig, V.; Gattermann, J.; 2015;** VIBRO-Project – Vergleich der lateralen Tragfähigkeit von vibrierten und geschlagenen Stahlpfählen in sandigen Böden, *Pfahl-Symposium 2015, 19.-20.02.2015 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 99, S. 251-265, 2015*

**Kanter, M., 2015;** Untersuchungen zum Einsatz des ShapeAccelArrays (SAA) beim VIBRO-Project, *Bachelorarbeit TU Braunschweig, unveröffentlicht, 2015*

**Metzger, B., 2014,** Die kleine Bau-Fibel, *Inning am Ammersee: Moderne Medien Verlag, 1. Auflage 2014*

## Autoren

---

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Dipl.-Ing. Claudia Backes  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

[j.gattermann@tu-braunschweig.de](mailto:j.gattermann@tu-braunschweig.de)  
[c.backes@tu-braunschweig.de](mailto:c.backes@tu-braunschweig.de)

[www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)  
Tel.: 0531 391-62002

Dr.-Ing. Volker Herwig  
RWE Innogy GmbH  
Wind Energy Offshore  
Überseering 34, 22297 Hamburg

[volker.herwig@rwe.com](mailto:volker.herwig@rwe.com)

[www.rwe.com](http://www.rwe.com)  
Tel.: 040 209 493-3072

.. fünf der vielen hochwertigen Sisgeo Messsysteme ..



### Inklinometer-Messketten

Modular, digital für vertikale und horizontale Messlinien



### OMNIALog

Das Datenerfassungssystem für die Geotechnik mit integriertem Webserver und hoher Einsatzflexibilität



### Mini-OMNIALog

Der kleine 4-Kanal Datenlogger für die Geotechnik. Auch er mit integriertem Webserver, hoher Einsatzflexibilität, kostengünstig



### CRD-400 Ablesegerät

Ein Gerät für alle analogen Sensoren (4-20mA, mV/V, NTC, Pt100, Schwingsaiten, wheatstonesche Brücke) menugesteuert, spritzwasserdicht. Wie es halt sein sollte.

### H-Level

Schlauchwaagen-Messsystem



**SISGEO**

International SA

[www.sisgeointernational](http://www.sisgeointernational.com)

[info@sisgeointernational.com](mailto:info@sisgeointernational.com)



# The construction of the world's longest offshore bridge

## Hong Kong - Zhuhai - Macao Bridge

Alena Krausch

BAUER Hong Kong Ltd.

### 1 Introduction

In order to connect the major cities of the Pearl Delta the installation of a 50 km long Bridge, between Hong Kong, Zhuhai and Macao, is under construction (Figure 1). The project will include different construction sections, for example a 6,7 km long tunnel to ensure the traffic for large vessels. Since April 2013, the offshore bored piles for the 9.4 km section of the Hong Kong Link Road (HKLR) are carried out with four drilling rigs (BG 40) and bentonite supported Kelly Drilling up to a depth of 110 m. The piles with a shaft diameter of 2300 and 2500 millimeters are embedded between 0.5 and 5 meters into the rock head.



Figure 1: Connection of the Pearl Delta

## 1.1 Project

The section between Scenic Hill and HKSAR has been awarded to the main contractor Dragages / VSL / China Harbour Joint Venture (DCV JV). For the dual 3-lane carriageway BAUER Hong Kong Limited (BHK) and SAMBO E&C executed the construction works of the 115 piers (P0 - P114). The location of the works, within the Western Water, is marked (red) in Figure 1. The sketch below shows the contract partner and responsibilities.

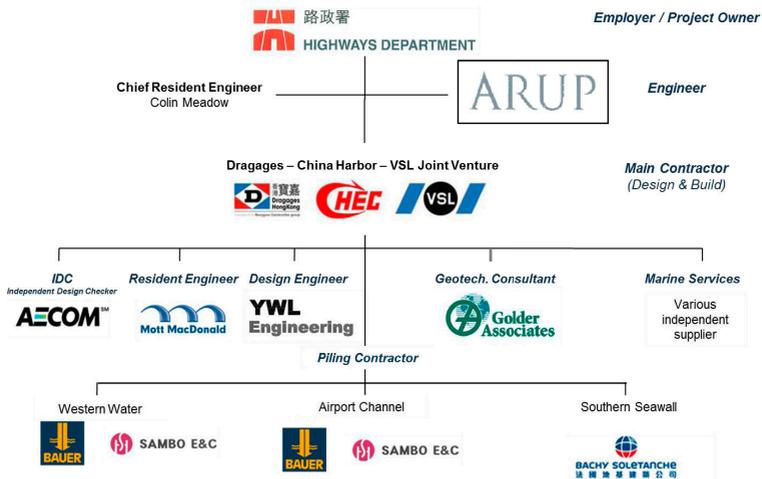


Figure 2: Project structure and involved parties

The scope of works for BAUER Hong Kong involved the mobilization of 4 nos. BAUER BG 40 piling rigs, drilling of bored piles Ø2300 mm and Ø2500 mm, the construction of one test pile with double level Osterberg Cells, the execution of Shaft Grouting Piles for deep rock head zones, the handling of bentonite slurry and the handling of drilling spoil on the barges. Besides the installation of reinforcement cages and placing of concrete as well as the supervision, management, QA/QC for piling works were included.

The main piling equipment has been Set-up offshore on temporary steel platforms provided and installed by DCV JV. It was decided that the installation of permanent casings is the best solution to build the piles within the water and soft marine deposits. Furthermore DCV JV provided the supply of all permanent materials and fixing of reinforcement cages, the supply and operation of all marine equipment and the disposal of spoil from the site.

The overall quantities of the piles were subjected to the final ground conditions. Therefore, the exact pile number or drilling quantities could be specified after completion of the pre-drilling campaign at each pile location.

## 2 Offshore Conditions

### 2.1 Water depth

The seabed level varied in BHK's principal working areas between -6.0 mPD to -8.0 mPD (Figure 3). The daily Low Water Level (LWL) was measured at +0.00 mPD, the Mean High Water Level (MHWL) at +2.30 mPD and the max. High Water Level (HWL) at +2.70 mPD. In general, it can be assumed that the water depth varied between 5.0 m and 11.0 m.

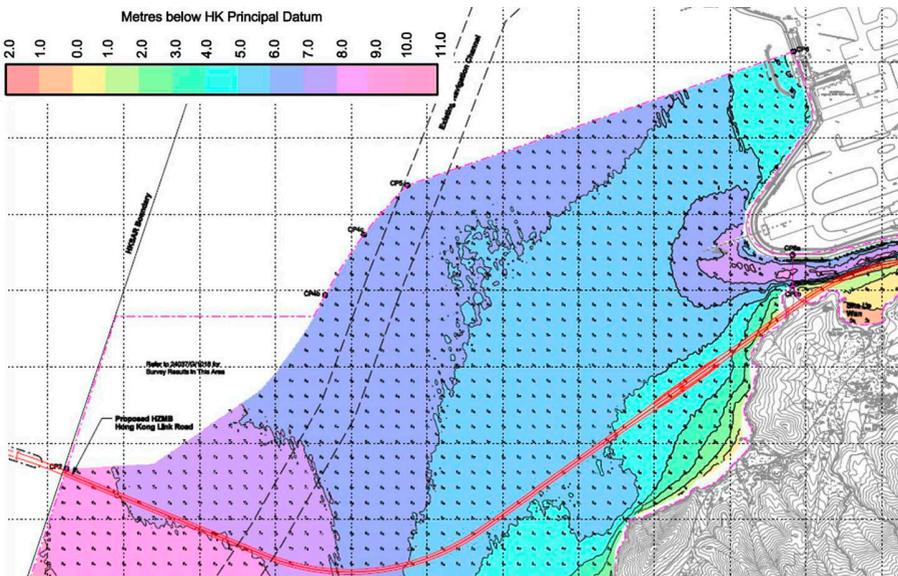


Figure 3: Water depth in the Western Water

### 2.2 Waves and Tidal Impact

The BG 40 drilling rig could only be moved to the platform if the water level of 1.70 mPD has been reached. In this case there was only a limited time frame for a few hours regarding the tidal impact. In Figure 4 an example with the required water level and tidal impact (March 2013) has been represented.

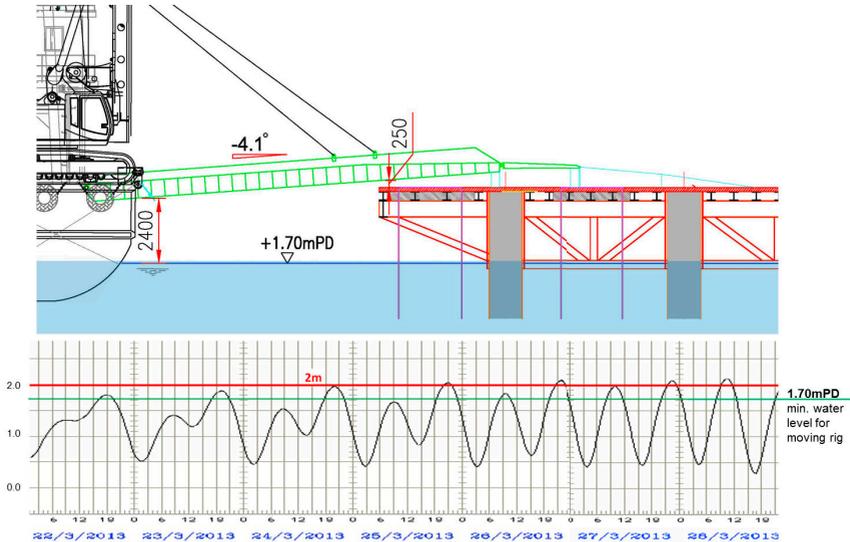


Figure 4: Moving BG 40 to platform with required water levels and tidal impact

The efficiency of the cage installation depended on the motion of the barge. The movement of the barge in response to waves or wind, or by the wind at the reinforcement cage, complicated the installation.

### 2.3 Tropical Cyclone

Hong Kong is affected by Typhoons between May and November. In accordance with legal codes and common practices in Hong Kong, once any Tropical Cyclone Warning Signal No.3 or higher is issued, all barges have to be moved to a safe harbour.

## 3 The Geology

Before the commencement of piling work, soil investigation at each pile position were carried out from temporary pre-drilling platforms or barges in order to determine the Engineering Rock Head and the rock quality. The seabed was encountered at about Elevation -8 mPD to -10 mPD. The geology referred to a sequence of different soil and rock layers. The Marine Deposit consisted of very soft to soft, grey, mud (clay/silt) with shell fragments (MD1) and soft to firm, locally soft and firm, light grey, grey and dark greenish grey, clay/silt with shell fragments and occasional plant debris (MD2).

The Alluvium A2 was found underlying the Marine Deposit 2 as a complex of firm and stiff, light grey and grey, clay/silt. The composition of Alluvium A3 included medium-dense to dense clayey/silt sands and clean sands (with gravel bands A4). The superficial deposits overlay the completely decomposed soil derived from various types of rock. The completely (CDG) and highly (HDG) decomposed rock was underlain mostly by moderate decomposed granite (MDG) or better (see Figure 5).

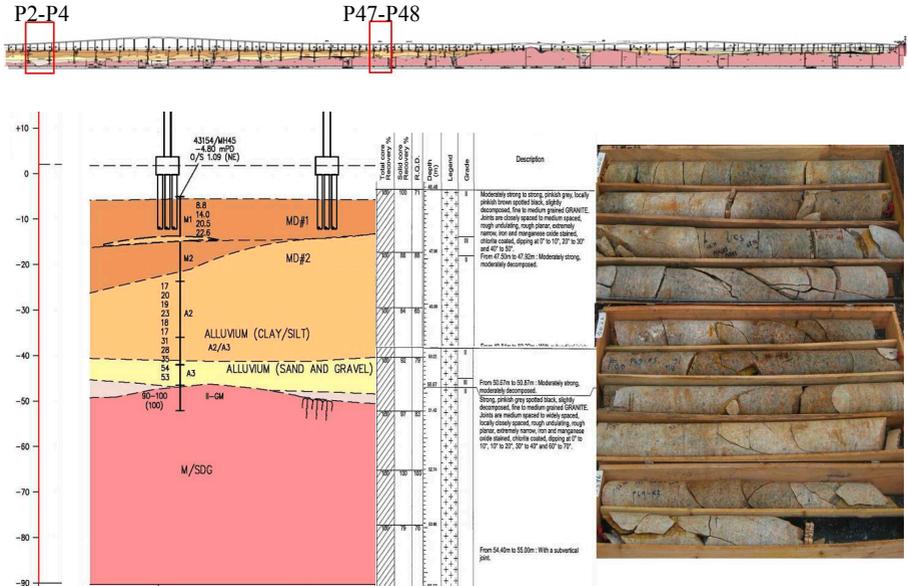


Figure 5: Ground conditions P47 to P48

It can be seen from the borehole log (Figure 6) that no rock better than Grade III was found at P4. Fault and shear zones have been intersected in the Western Water. Within these zones, rock was altered and fractured with deeper weathering profile over 100m deep. There were five more piers with the same ground conditions P1, P2, P3, P4, P7 and P16.

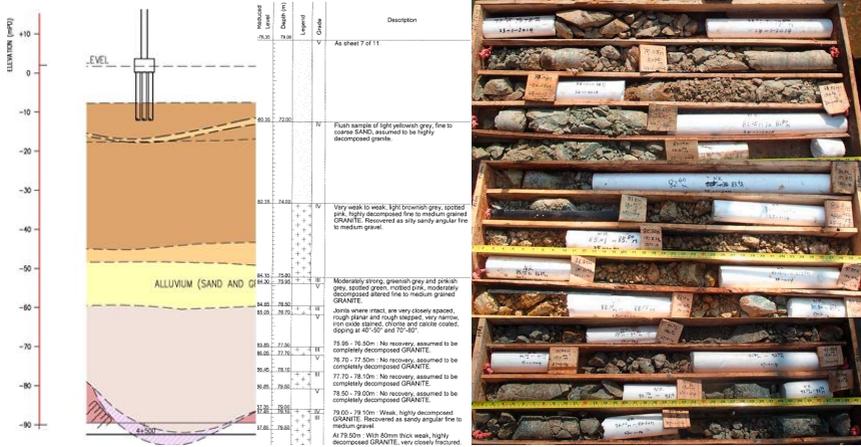


Figure 6: Ground conditions P4

The table below shows the description of the different rock categories and their founding criteria.

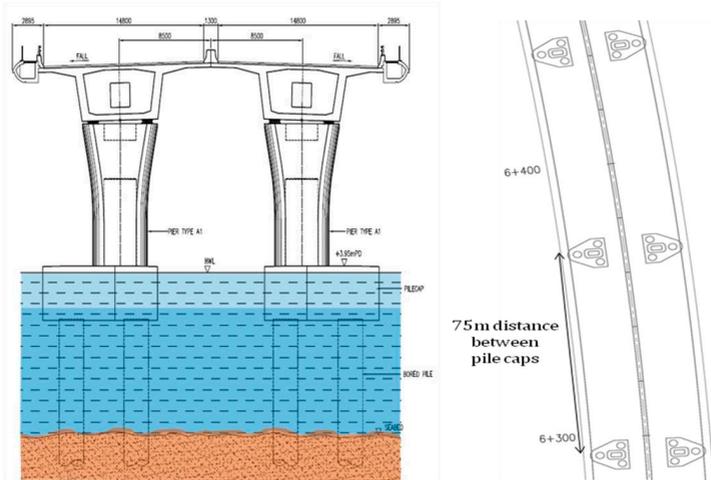
Table 1: Rock category with rated values

Rock Category	Description	Allow. bearing pressure (kPa)	Min. Embedment (m)	Effective socket length (m)	Design Socket Length (m)
1(a)	Fresh strong to very strong rock of material weathering and no weather-joints (UCS > 75MPa)	10,000	0.50	∅2300mm 0.00 ∅2500mm 0.00	2300mm 0.50 ∅2500mm 0.50
1(b)	Fresh to slightly decomposed strong rock of material weathering grade II or better, with a TCR of more than 95% (UCS > 50 MPa)	7,500	0.5	∅2300mm 0.00-1.30 ∅2500mm 0.35-2.15	∅2300mm 0.00-1.80 ∅2500mm 0.85-2.65
1(c)	Slightly to moderately decomposed moderately strong rock of material weathering grade III or better, TCR >85% (UCS > 25 MPa)	5000	0.5	∅2300mm 1.50-3.35 ∅2500mm 2.60-4.40	∅2300mm 2.00-3.85 ∅2500mm 3.10-4.90
1(d)	Moderately decomposed, moderately strong to moderately weak rock of material weathering grade better than IV, TCR > 50%	3000	0.3	n.a.	n.a.

#### 4 Pile Design and Layout

The standard Pier (CP1) consists of two pile caps and each has three piles of diameter 2300 mm. The platform measures approx. 10 m x 30 m.

One major bridge structure will be built in the Western Water, the navigation channel between the piers P16 to P21. Therefore large pile caps (CP4) would be used and classified into two times six numbers of 2500mm piles and seven numbers of the dolphin piles 2500 mm for ship impact protection. The dimension is 55.0 m x 26.0 m. The distance between the standard piers amount to 75 m and 150 m for the larger pile caps.



Standard Pile Cap

Large Pile Cap

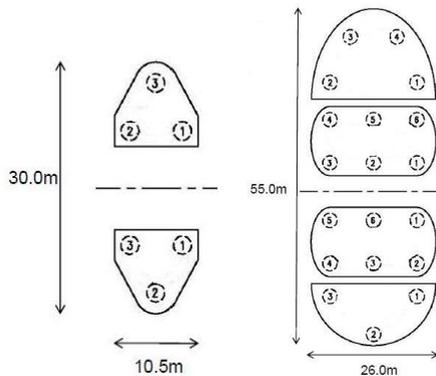


Figure 7: Pile layout

The weight of the reinforcement cages ranged from 55 tons up to 100 tons and were installed in sections up to 27 m long and 30 to in weight.

## 5 Equipment Set-up and Principal Working Sequence

### 5.1 Equipment Set-up

The stationary equipment comprised the temporary steel platform with piling rig, the Slurry Barge, the Crane Barge and the Tool Barge (Auxiliary Pontoon), see Figure 8. The following pictures show two CP1 platforms with their Set-up.

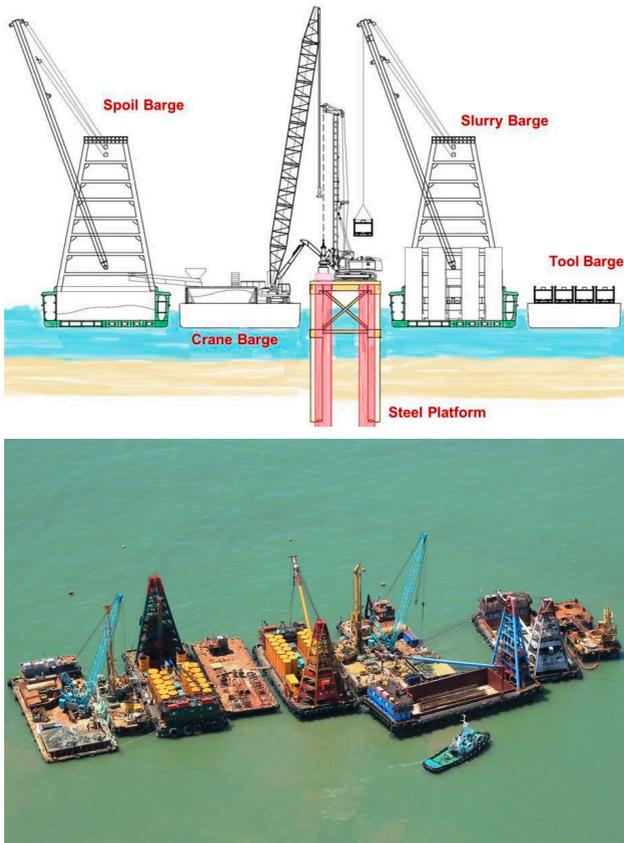


Figure 8: Typical equipment Set-up at the standard pier

The Set-up for the Crane Barge consisted of an up to 300 ton crane, excavator and temporary spoil storage compartments. The Slurry Barge had a capacity of 1100 m<sup>3</sup> bentonite slurry at each barge. Furthermore the Auxiliary Pontoon (Tool Barge) could store 25 drilling tools per rig at work front.

Additionally, the shared equipment Spoil Barge, Transport Barge, RoRo-Barge or Batching Plant could moor at the pier to do the service works. The figures below show the different kinds of pouring the pile with Floating Batching Plant or RoRo-Barge with trucks.



Figure 9: Pouring at the CP4 platform by RoRo-Barge with trucks



Figure 10: Pouring at the CP1 platform by Floating Batching Plant

## 5.2 Preparation of piling platform and installation of permanent casings

The preparation of the piling platform and the installation of the permanent casings (by DCV JV) are summarized below.

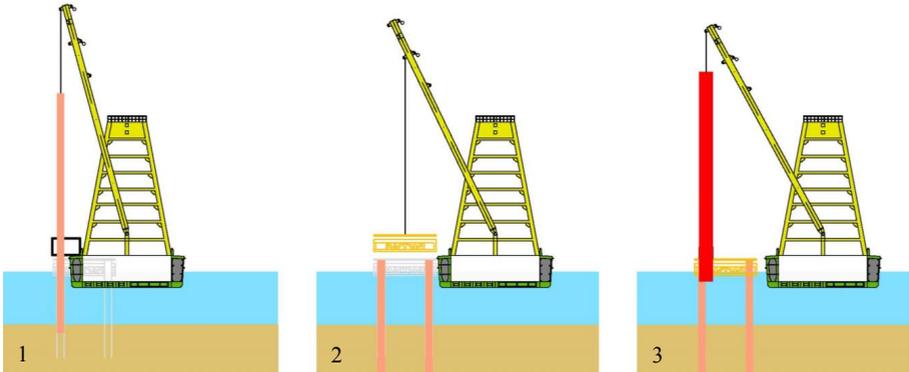


Figure 11: Preparation of piling platform and installation of permanent casings

### Step 1:

Installation of 8 nos. temporary steel piles  $\text{Ø}1200$ ,  $L=45$  m using derrick lighter and 350 ton vibro hammer ICE 44-50

### Step 2:

Delivery and Set-up of steel deck (CP1 platform) in two pieces and joining at location with large Floating Crane. The temporary working platform for the BG piling rig has a 10 m x 30 m surface

### Step 3:

Installation of 6 nos. permanent steel casings  $\text{Ø} 2380$ , depth according to ground conditions (30 - 45 m) using derrick lighter and vibro hammer

## 5.3 Principal piling sequences

The next figure gives a general overview about the principal piling sequence.

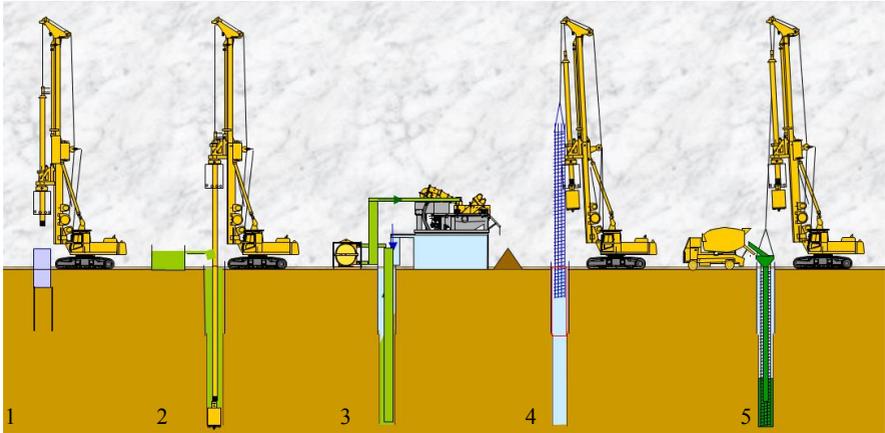


Figure 12: Piling Sequence

**Step 1:**

Installation of the temporary extension casing by crane or auxiliary winch of the drilling rig protecting the opening at the location

**Step 2:**

Excavation of the soil with bucket and special telescopic Kelly bar. Stabilization of the borehole will be ensured with bentonite slurry. Forming of rock by cutting annulus in the rock using a core barrel. Breaking of the rock core with cross cutter. Cleaning of pile base by cleaning bucket. Further cleaning of pile base using air-lift. For deep piles drilling with Kelly Extension is necessary.

**Step 3:**

Cleaning the slurry with the desander

**Step 4:**

Installation of the reinforcement cage by crane or forwarder

**Step 5:**

Pouring the concrete into the borehole through the tremie pipes by Floating Batching Plant or RoRo-Barge. Remove slurry by pumping back to the tank or Slurry Plant

The average time to install a pile as described before (Step 2 to 5) was approx. 3.9 days.

## 6 Further constrains

### 6.1 Distance between Site Installation (BAUER project office and workshop) and Work Front

The distance between the project office with workshop and the work front in the Western Water can be seen in Figure 13. One way took 4 hours travelling by barge and tugboat. The Pick-up point for the workers was Tuen Mun Ferry Pier or Tung Chung Pier and took up to 45 minutes to the work front.



Figure 13: Distance between site installation and work front

### 6.2 Protection of Chinese White Dolphin and varying Working Time

Between the May 1st and June 30th of each year is the dolphin breeding season and no rock drilling was allowed. When a dolphin was spotted, all works had to stop within a radius of 250 m until the dolphin is gone.

### 6.3 Construction Noise Permit (CNP)

The HKLR was sectioned into zones with different working permits because of the residents of Lantau Island. In some areas it was allowed to work 24 hours, from 07:00 to 19:00 or from 7:00 to 23:00. In this case there were varying working times every 3-4 weeks when moving to the next pier.

## 7 Double-level Osterberg Cell pile test on shaft grouted pile

In addition to the bored piles, the execution of shaft grouting piles for deep rock head zones was necessary. Especially for this reason one 84.12 m long test pile with three Osterberg Cells at two levels was constructed. To increase the shaft friction capacity of the bored piles, cement grout was injected into the surface of the pile shaft and thus surrounding soils. The contact zone between the pile and the soil, increase the lateral earth pressure.

The grouting of the 8 Tubes a Manchette (TaM) or grouting pipes were intended to be carried out a sequence of 4 opposite pairs. The pipes were fixed on the outside of the pile reinforcement cage to facilitate the controlled injection of grout to the pile shaft surface. Every 1 m were holes at the pipe covered with rubber sleeves acting as valves (“manchette”). For the grouting of individual manchettes at defined depth, a pneumatic double packer was installed inside the TaM at the respective level. The Tam’s were permanently installed into the pile with the reinforcement cage, see Figure 14. After placing of concrete, shaft grouting was carried out in two steps, first by pumping water to open the grout path (“cracking”) and subsequently by pumping the cement grout itself (“grouting”).

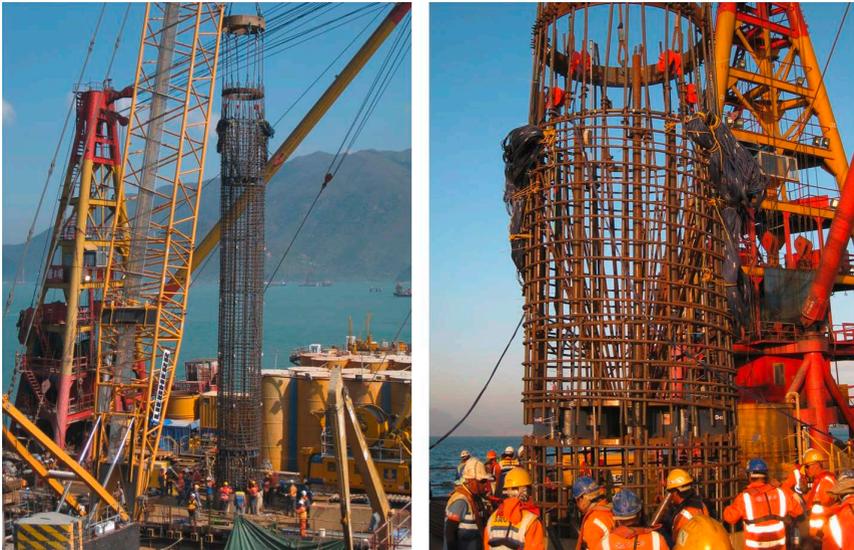


Figure 14: Cage installation test pile

The grouting volume based on the design criteria to inject 25 litres/m<sup>2</sup> of pile surface area. The target volume to be injected at each manchette of the 51 m grouting length was set at 35 litres taking into consideration that injection of the required volume may not be possible at all manchettes, through excessive pressure resisting injection or pipe damage preventing the introduction of the packer or grout. The target grouting pressure should be minimum twice the effective vertical stress  $\sigma'_v$ . If the recorded grouting pressure during injection was less than the required minimum grouting pressure, the grouting should be continued until either a maximum volume of 50 litres per manchette was achieved. The picture below shows the shaft grouting works for the test pile.



Figure 15: Shaft grouting works for the test pile

The pile test was executed according to the Quick-Test as defined in ASTM D1143-07. The loads were applied in increments of 5% of the target test load and each load interval was kept constant for about 15 minutes. Load intervals of 10% of the target test load were used to remove the test load. The Osterberg Cells had a diameter of 870 mm with a total capacity of 69 MN (3 times 23 MN) per level.

Each O-Cell level was tested separately (Figure 16). At first, the upper O-Cell (UOC) level was tested with a target test load of 45 MN. During this first stage, mainly the friction capacity above the cell level in the alluvium layer was tested.

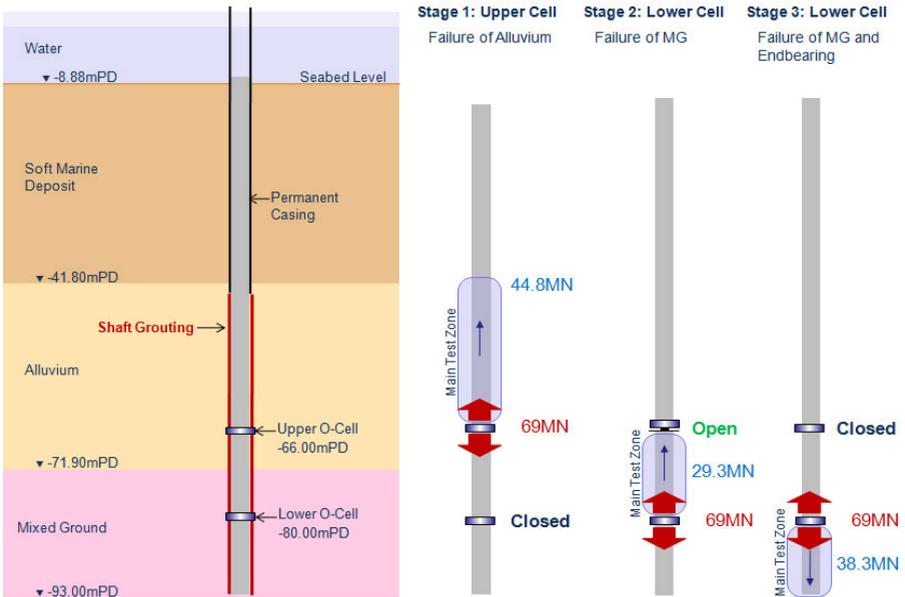


Figure 16: Different stages of the load test

Secondly, the lower O-Cell (LOC) level was tested (target test load approximately 35 MN). During this second stage, the pile shaft between the two O-Cell levels was tested for failure. The previous movement of the upper O-Cell Level provided the needed “gap” allowing displacement of the pile shaft length between the cells and full activation of the shaft friction. The O-Cell capacity and the distance between the two levels have been selected in such way, that it should be possible to overcome the friction capacity of this pile shaft section in order to measure the ultimate friction capacity.

During the third Stage of the pile test it was intended that the UOC would be locked so that the LOC could react against the upper two sections of the pile in order to push against the bottom section.

Stage 1 failed with a load of 68.3 MN, Stage 2 at 76.0 MN and at Stage 3 the pump capacity has been achieved at approximately 115 MN. The achieved ult. side resistances are summarized in Table 2.

Table 2: Summary of the achieved ult. Side resistances

Soil layer	Target friction value	Achieved ult. side resistance
<b>Alluvium</b> (-41.8 mPD to -71.9 mPD)	<b>6N / max 200 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>300 kN/m<sup>2</sup></b> (-41.8 mPD to -66.0 mPD)
		<b>680 kN/m<sup>2</sup></b> (-66.0 mPD to -71.9 mPD)
<b>Mixed Ground</b> (-71.9 mPD to -93.0 mPD)	<b>300 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>680 kN/m<sup>2</sup></b> (-71.9 mPD to -80.0 mPD)
		<b>760 kN/m<sup>2</sup> + 7.3 MN/m<sup>2</sup></b> (endbearing) (-80.0 mPD to -93.0 mPD)

## 8 Conclusion

This site and project presented a number of very difficult constrains by constricted working area, transport of all material and staff by boat, extreme weather conditions, different ground conditions between each pier and equipment Set-up on the barges.

The time frame for the construction of 230 bored piles including 38 injected piles was in total 20 months.

## Literature

**HZMB**, Homepage of the project Hong Kong – Zhuhai – Macao Bridge, Last Review: 22-08-2014, <http://www.hzmb.hk>

Author

Dipl.-Ing. Alena Krausch

Alena.Krausch@bauerhk.com.hk

BAUER Hong Kong Ltd.

Unit 1604-6, 16/F, Chinachem Tsuen Wan Plaza,

[www.bauer.de](http://www.bauer.de)

455-457 Castle Peak Road, Tsuen Wan, Hong Kong

Tel.: +852 6323 0373

# BEGEISTERT FÜR FORTSCHRITT



## SPEZIALTIEFBAU



- Gründungen
- Baugrundverbesserungen
- Dichtwände
- Baugruben

[www.bauer.de](http://www.bauer.de)

BAUER Spezialtiefbau GmbH ■ 86529 Schrobenhausen ■ Tel. +49 8252 97-0 ■ [BST@bauer.de](mailto:BST@bauer.de)



# Down scaled Offshore Pile Tests in Chalk and Glacial Till

M. Geduhn, P. Barbosa

IMS Ingenieurgesellschaft GmbH, Hamburg, Germany

Iberdrola Renovables Offshore Deutschland, Berlin, Germany

## ABSTRACT

Iberdrola is developing the Wikingen Offshore Wind Farm in the German Baltic Sea. The wind turbines will be supported by four legged jackets founded on driven open ended steel piles. Loading will be predominantly axial with shaft resistance governing design. Ground conditions over much of the project area comprise of thick Chalk layers. A review of current pile design methods for Chalk and related onshore pile test campaigns highlighted significant design uncertainties and led to a decision to conduct dynamic and static offshore pile tests at the site. This paper summarizes the aims and rationale of the tests carried out in late 2014, describes the design of the remotely operated testing arrangements.

## 1 INTRODUCTION

Iberdrola is developing the Wikingen Offshore Windfarm (OWF) in the German Baltic Sea, halfway between the German island of Rügen and the Danish island of Bornholm. The OWF will consist of seventy Wind Turbine Generators (WTG) and one offshore substation with a 350 MW total installed capacity, in water depths of between 35 m and 42 m.

The WTG's and offshore substation will be supported by four and six legged jackets, respectively, founded on open ended driven steel piles with diameters of 2.667 m (105") for the WTGs and 3.66 m (144") for the offshore substation.

The load bearing layers consist of Glacial Till overlying Chalk which varies from being (i) structure-less low density Grade D to (ii) structured low to medium density Grade A1/A2, in terms of the Lord et al. (2002) classification system.

The loading is predominantly axial and shaft resistance is governing the design. A review of current pile design methods for Chalk and related onshore pile test campaigns highlighted significant design uncertainties and led to the decision to conduct dynamic

and static offshore pile tests at the Wikingers site. Without the site specific tests the design uncertainties are likely to result in overly conservative designs for 206 piles supporting the offshore substation and 50 WTGs. Tests will also be conducted to verify pile performance in the Glacial Till in which the remaining 20 WTGs are founded.

The key pile design guidance for Chalk is given in the CIRIA reports by Hobbs & Healy (1979) and Lord et al., (2002). Other relevant publications include a case study of piles installed in Chalk of the North Sea (Vijayvergiya et al., 1977), and a proposed new method for estimating the ultimate shaft friction of driven piles in low to medium density Chalk by Carrington et al. (2011).

Lord et al.'s recommendation to limit the shaft friction of open ended driven piles to 20 kPa for all Chalk grades, except for high density Grade A1 Chalk (for which 120 kPa is recommended) has a critical economic impact at the Wikingers OWF. These recommendations are based on six pile load tests at four sites: two in low to medium density Chalk and two in high density Grade A1 Chalk. Noting their limited dataset, Lord et al. suggest verification of designs by site specific pile load tests wherever possible, including checks on any beneficial increase of shaft friction with time (set-up).

The Wikingers OWF project made use of new unpublished data to complement the publicly available information. Extensive pile testing campaigns have been performed in Chalk onshore by Wind Support in Kent, UK and by EnBW in Hemmoor and offshore at the Baltic 2 OWF, Germany (Lahrs & Kallias, 2013). The Wind Support testing included static tension and lateral loading tests over a prolonged time period on 0.76 m diameter piles.

The EnBW testing at Hemmoor included a series of dynamic tests on 1.5 m diameter piles over a three month period and subsequent static tension and compression tests to failure. One-way axial cyclic and post-cyclic static tension tests to failure were also performed. The EnBW testing at the Baltic 2 OWF, included a series of dynamic tests on 1.5 m diameter piles over a five month period. Shaft resistance increases of 50 % to 60 % were noted over the end of initial driving values.

Considering the Wikingers project economics, Iberdrola acquired the Wind Support test dataset and commissioned further two-way cyclic axial pile load tests at the same site in Kent. Moving to support de-tailed design, Iberdrola has recently contracted Bilfinger to execute dynamic and static tension tests off-shore at the Wikingers OWF site. The

rationale, scope and procedures of the pile test campaign carried out in late 2014 are presented herein.

## **2 GEOLOGICAL CONDITIONS**

The general geology of the Wikinger site comprises Glacial Deposits of the Upper Quaternary series and Postglacial Deposits overlying Cretaceous Chalk.

In most of the boreholes drilled for the Wikinger OWF, the upper decimeters to meters of the Chalk appear to be structureless and highly weathered, possibly remoulded by deformation and shearing from the glacial erosion of the latest Weichselian glaciation. In addition, some fluvio-glacial channel structures are cut deep into the Cretaceous basement as indicated in Figure 1.

The deepest and oldest relevant geological unit at the site consists of slightly overconsolidated white „Schreibkreide“ Chalk, of Maastrichtian age, deposited during the late Cretaceous (70.6 to 65.5 Ma). This unit, which is expected to have a thickness of at least 90 m at the Wikinger OWF, extends below the base of all exploration boreholes whose maximum depth was 70 m.

Such conditions are common in northwest Europe, with Chalk often occurring as a low density, structured, white material containing dark grey flint nodules and layers. Chalk is a very fine-grained porous carbonate sedimentary weak rock which was deposited by enormous biological production of Foraminifera shells and Coccoliths mud in an environment with high eustatic sea level, minor tectonic activities and dry climate. It is more than 98 % calcite and the silica fraction of the original deposits is frequently found as diagenetically converted flint. The upper boundary of the Chalk usually represents an unconformity in the Baltic related to glacial erosions and Cenozoic ice advances.

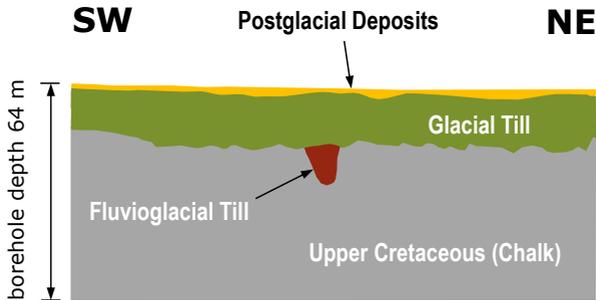


Figure 1: Typical Geological Cross-Section of the site

### 3 OFFSHORE PILE TESTING

#### 3.1 Introduction

The guidance for use of the BSH standard (BSH, 2011), is based on EC 7-1:2009-09 and national annex DIN 1054:2010-12, and stipulates that dynamic pile load tests to verify capacity have to be carried out for predominantly axially loaded piles. Therefore, such tests are required for the Wiking OWF. In addition, EC 7-1:2009-09 and EA-Pfähle (2014) stipulate that at least one static load test is required to accompany dynamic tests for calibration purposes, when saturated fine grained soils are encountered, or when piles are subject to tensile loads. The dynamic and static test piles should involve comparable construction techniques. Hence, on the basis of the geological conditions at the Wiking OWF site, static pile load tests are required to support the dynamic tests.

Site specific static pile load tests can only be omitted if there is access to verified, reliable static and dynamic pile load tests conducted on piles with similar geometry, installed in comparable soil conditions using similar techniques. While such comparable tests exist for some North Sea projects, only very limited data is available for the Baltic Sea.

The decision to execute offshore dynamic and static pile load tests at the Wiking OWF resulted from difficulties in establishing a clear correlation between the soil conditions at this site and potential onshore test sites. This was particularly difficult for the Chalk, for which set-up is known to be significant and engineering properties may vary considerably across sites and are hard to characterize from routine geotechnical laboratory and field

testing. Considerable investment in terms of planning, geotechnical testing and construction would be required to establish a suitable onshore analogue test site. Therefore, after careful consideration of costs and benefits, and with the clear advantages of eliminating ambiguity of the test results, it was decided that offshore tests at the Wiking OWF offered the best return on investment regarding foundation design optimization, assurance and certification.

Current practice offshore Germany is to execute dynamic pile load tests during the first construction phase on production piles, immediately following pile installation. However, this practice offers no opportunity for pile design optimization. The pile tests can confirm the design assumptions if positive but risk costly delays in OWF commissioning if the dynamically 'measured' capacities fall below design requirements. The risks can be mitigated, to some extent, by systematically overdesigning, but this adds to costs and does not eliminate the potential impact fully.

At the Wiking OWF a selection of offshore dynamic and static pile load tests were undertaken in advance of construction rather than during the first construction phase. The main aims of this strategy, in order of importance, are to: (i) test the basic design pile capacity estimates, (ii) confirm or improve the design methods, (iii) reduce safety factors for foundation piles, and (iv) aid final design optimization.

### **3.2 Pile load test locations**

According to the guidance for use of the BSH standard (BSH, 2011), dynamic offshore load tests have to be carried out on piles at a minimum of 10 % of WTG locations. EA-Pfähle (2014) states that pile load tests shall be performed at locations where the soil conditions are representative for the site, with at least one pile load test performed where the most adverse ground conditions occur.

Bearing in mind the above recommendations, a balanced two stage pile testing program was designed for the Wiking OWF. Stage 1 conducted before construction, informed the design while fulfilling requirements of EA-Pfähle. Stage 2 is planned for construction and will confirm the performance of the WTG 'production' piles and fulfil the BSH requirements. This paper only considers the pre-construction (Stage 1) tests.

Ground conditions across the Wikinger OWF site are well characterized. Variability is seen that relates not only to the stratigraphy, but also to the undrained shear strength variations in the Glacial Till layers. Pre-construction pile load tests are therefore being carried out at three locations across the site as indicated in Figure 2 to cover a representative range of geotechnical profiles.

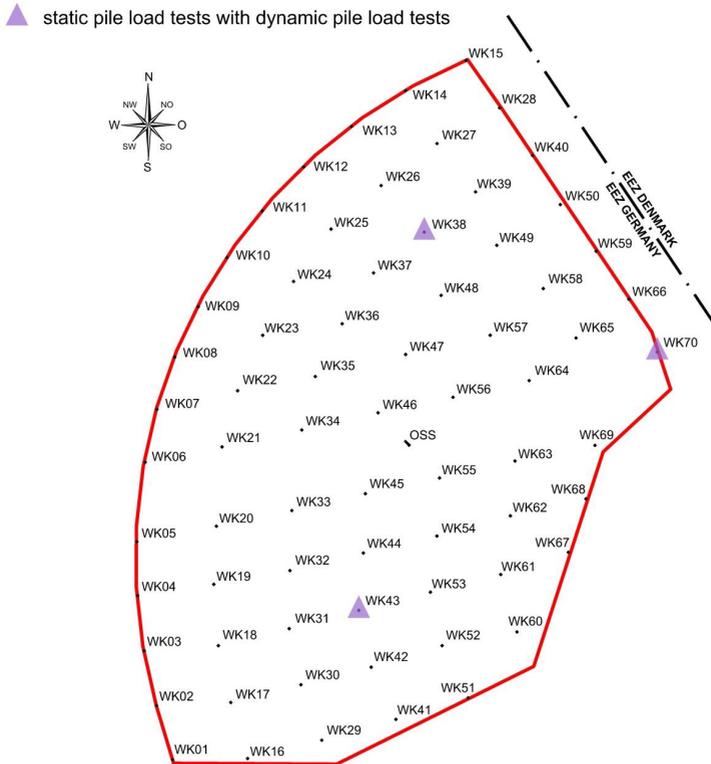


Figure 2: Pre-construction test pile locations

Table 1: Test Pile Location Details

Location	Water Depth m	Pile Length* m
WK38	40.3	21.8
WK43	38.2	35.7
WK70	37.0	36.0

\* Including 5 m stick-up length above seafloor

The pre-construction pile tests included: instrumented dynamic monitoring of six piles during installation, followed by three static tension and three dynamic re-strike tests after a ten week rest period.

The details of the test pile locations in terms of water depths and pile lengths are summarized in Table 1. The locations were selected considering the following factors:

- Soil clustering;
- Pile lengths, as estimated by the basic design;
- Depth (below seabed) to the top of the Chalk;
- Profiles from CPT penetration and PS-logging results in the Chalk.

The shaft resistances anticipated in the Till and Chalk were calculated on the basis of data from extensive advanced laboratory testing, on samples obtained with the Geobor-S advanced rotary system. Pile test locations next to these boreholes were favored, as this ensures the best quality geotechnical data and enables the most effective correlations between pile testing and geotechnical characterization. The pile design loads were derived from 3 Integrated Load Analyses (ILA) carried out by the wind turbine manufacturer. The ILAs updated the structural and geotechnical conditions iteratively and considered both the softest and stiffest pile-soil responses, combined with extremes for water depths and scour. The pile and jacket structure soil-structure interactions were governed primarily by the piles' axial stiffnesses and the eigenfrequency of the jacket structure. The matching of soil profiles and load cases involved an iterative design process. The main conclusions were:

- Only minor deviations in pile axial stiffness are expected across the site. The ratio between the softest and stiffest response was generally  $< 2$ ;
- The structural eigenfrequencies at almost all locations lie in a very narrow band for both soft and stiff soil responses;
- The exact identification of the softest and stiffest locations is therefore not critical.

Hence, soil clustering considerations did not dominate the selection of the test locations. However, pile lengths vary considerably across the site because of the significant but variable contribution of the Till layers to shaft resistance. The Chalk provides significantly less unit shaft resistance, especially at shallow depths involving low overburden pressures. Consequently, two main pile length groups were identified. Group 1 represents

advantageous conditions where Chalk is not encountered at depths of less than 12.5 m below the seabed (bsb). More adverse conditions apply to Group 2 locations where Chalk is present at depths above 12.5 m bsb.

Approximately 70 % of WTG structures fall in Group 1 and 30 % in Group 2. Based on the basic design, at some Group 1 locations piles do not extend into the Chalk and can mobilize sufficient shaft resistance in the Till layers while at other Group 1 locations piles extend marginally into the Chalk. However, all Group 2 piles extend considerably into the Chalk (i.e. more than 15 m). The selected pre-construction pile test locations included one Group 1 and two Group 2 locations, as indicated in Figure 3.

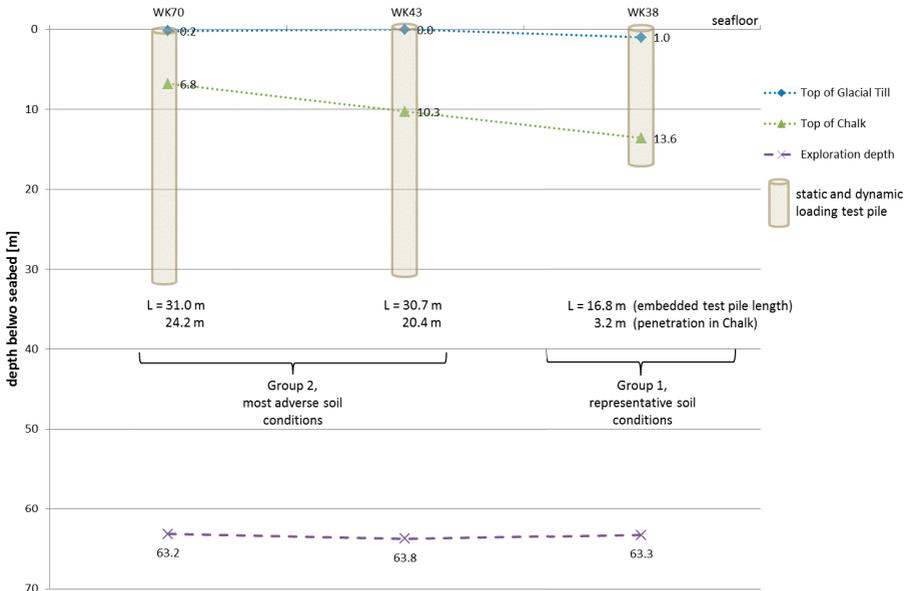


Figure 3: Test pile locations stratigraphy

### 3.3 Pile testing campaign

Phase I of the pile testing campaign involved the installation of six test piles and three reaction piles at the three selected WTG locations. As mentioned above, initial pile driving monitoring was performed for all six test piles. The dynamic monitoring included

particularly close observations after any interruptions to driving to check any short-term set-up trends to aid future installation activities.

A minimum rest period of ten weeks was then allowed to let excess pore water pressures dissipate and to permit any additional set-up due to other processes. This period exceeded the three weeks recommended in EA-Pfähle (2014), but remains significantly less than the likely period between the installation of the foundations and corresponding WTG's at the Wikingen OWF.

Phase II of the campaign consisted of a static tension test followed by a re-strike dynamic test on an adjacent test pile, at each of the three locations. The static load tests are performed in advance of the dynamic tests to eliminate any possible dynamic interference and to ensure the best possible quality static test. The 'dynamic test pile' at each location is used along with an additional reaction pile to carry (in compression) the tension load applied to the static test pile. Although the loads applied are relatively light, the reaction piles' axial movements are carefully monitored during the execution of the static tension tests.

### **3.4 Static tension test load**

Compression loading dominates at approximately 90 % of the Wikingen WTG locations. However, tension load testing was selected because it is easier to execute underwater and shaft resistance is simpler to determine as any end bearing contribution is eliminated. In addition, shaft resistance in tension is likely to be lower than in compression, eliminating the need to make an arbitrary correction for the design at tension dominated locations.

Pile capacities were estimated in order to determine the required pull-out capacities for the tests. The characteristic pile capacity ( $R_{t,c}$ ) was determined based on the characteristic soil parameters, as reported in the Soil and Foundation Expertise Report. Full pile failure is a requirement of EC 7-1:2009-09 for static tension load tests and extrapolation of the load-displacement curves may not be used. Upper bound pile capacities ( $R_{t,cmax}$ ) were therefore determined by considering a very low cone factor ( $N_{kt}$ ) for the Till layers, and a set-up factor of 3 in all Chalk layers. The upper bound pile capacities listed in Table 2 indicated that the static load test frame should be designed to sustain a maximum tension force of 15 MN at the pile head.

Table 2: Test Pile Capacity Prognosis

Location	Characteristic $R_{t,c}$	Upper Bound $R_{t,c,max}$
	MN	MN
WK38	4.9	12.2
WK43	5.8	15.0
WK70	4.9	12.6

### 3.5 Test pile dimensions

According to EC 7-1:2009-09 and EA-Pfähle (2014) the test pile diameter may be scaled down by a ratio of up to 1 : 2 for site specific testing. The WTG foundation piles will have a diameter of 2.667 m (105") and a wall thickness of 50.8 mm at the pile head, and 40.5 mm at the pile toe. The test piles diameter was scaled down to 1371.6 mm (54"), a ratio of 1 : 1.95, while keeping a similar wall thickness as to ensure a comparable remoulded Chalk zone around the pile following installation.

Down-scaling was carried out to ease difficulties with the test frame design rather than pile supply and installation costs. The test load frame's complexity increased significantly if pile head loads exceed 15 MN.

Table 3: Test Pile Dimensions

Diameter		Wall Thickness mm	Steel Type
mm	inches		
1371.6	54"	40.0	S355

### 3.6 Failure Criteria

For the static test piles failure is deemed to have occurred when at least one of the following criteria is met:

- Total pile head axial displacement reaches 10 % of the pile diameter (i.e. 137.2 mm). This criterion should guarantee the EA-Pfähle (2014) requirement of a permanent pile head displacement of 50 mm after unloading.
- The creep ratio ( $k_s$ ) exceeds 4 mm per log cycle of time. This is defined as the semi-logarithmic rate of pile head axial displacement under constant load. The rate has to be measured over a minimum period from 15 to 30 minutes following each load increment

application. EA-Pfähle's creep ratio failure criteria ( $k_s > 2$  mm per log cycle of time) was adjusted to reflect the test piles' dimensions.

- The safe structural capacity of the test system is reached.

### 3.7 Test Load Procedure

The test load procedure is based broadly on EA-Pfähle's requirements. The first stage consists of:

- Three equal load steps to the characteristic pile load ( $F_{t,c} = 2.58$  MN). The load is maintained constant at each step for at least 30 minutes to accurately determine creep rates.
- Load decreases in two load steps to  $2/5$  of  $F_{t,c}$ .
- Re-loading in two equal steps to  $F_{t,c} = 2.58$  MN. The first load step is maintained for 10 minutes, and the second for not less than 30 minutes to determine the creep rate accurately.

The load application procedure after re-loading to  $F_{t,c}$  consists of incremental load steps up to failure as defined previously. The procedure given in Table 4 relates the size of each load step increment to the measured creep ratio at the current load level, emphasizing the importance of creep in the maintained static load test execution.

The loading procedure listed in Table 4 was optimized to expedite execution, without compromising the results. This reduces the test duration, costs and execution risks significantly, including test interruption due to adverse sea state.

The requirement to determine creep rates under constant load for each load step can be used to define the necessary stable resolution of the extensometer system, used to measure pile head displacement, given a particular measurement period. For example, a stable resolution of 0.03 mm allows a creep rate of 1 mm/log cycle of time to be accurately determined within a period of 30 minutes following load application, while if the stable resolution was only 0.06 mm a full hour would be required. The extensometers employed in testing had a stable resolution of 15  $\mu$ m.

Table 4: Load increment defined according to the creep ratio measured at current load step

Load Increment % of Pp	Creep ratio mm/log cycle	Displacement* mm
20	0.5	0.15
10	1.0	0.30
5.0	2.0	0.60
2.5	4.0	1.20

\* Measuring period from 15 to 30 minutes

Should the creep ratio exceed 4 mm/log cycle of time after 30 minutes, the waiting period is extended to 60 minutes and the creep ratio re-assessed. If the value still exceeds 4 mm/log cycle, loading can be terminated and the pile unloaded. If not, a further load step is applied.

After failure, the pile is unloaded in four steps, with the first two equal unloading steps reducing the pile head load to the characteristic load. For each unload step, the load is maintained for 10 minutes. Once the pile is fully unloaded, pile head displacements are recorded for further 60 minutes.

### 3.8 Reference Frame

Following the prior installation of three piles at each location, the testing procedure commenced with the lowering of a reference frame to the seafloor. A stable reference frame was essential to enable an accurate determination of pile head movements during testing. For the testing at Wikinger it shares key components with the pre-piling template, weighs approximately 50 tons and is supported in each corner by square 4 x 4 m mudmats, which apply effective bearing pressures of approximately 8 kPa.

In order to ensure accurate and level positioning of the reference frame, it is equipped with biaxial inclinometers and hydraulic legs at each corner, with a maximum stroke of 1.0 m. The legs are fully extended initially and can be adjusted after touchdown.

An NGI subsea extensometer cylinder is used to measure pile head displacements relative to the reference frame. It consists of two parts; a moveable extensometer ring and a guide cone (see Figure 4). The guide cone facilitates installation and provides a fixation point for the three extensometers. The moveable extensometer ring connects to the test pile. The pile is equipped with special brackets and lowering the hydraulic legs of the reference

frame brings the ring to rest on these brackets. Once the connection is established the three extensometers can record pile head movements. The extensometers are equipped with magnetostrictive linear positioning sensors which offer very high accuracy and stable resolution over a significant travel range of 400 mm.

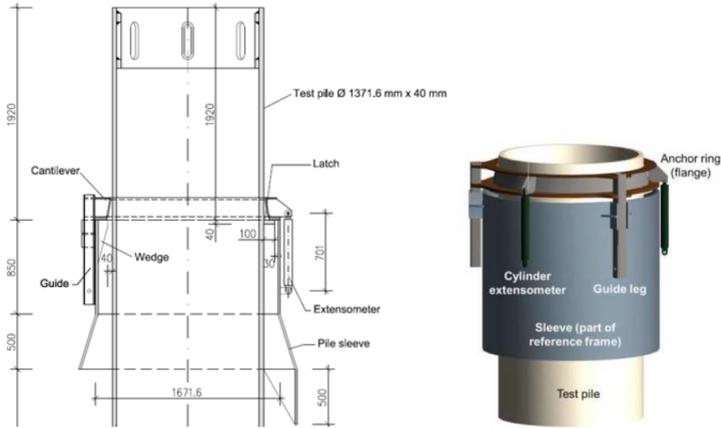


Figure 4: NGI subsea extensometer cylinder

### 3.9 Test Frame

The test frame has been specifically designed for the test at the Wiking OWF. It is lowered in a single operation and connects the central static test pile with the two reactions piles, one of which is the dynamic (re-strike) test pile. The spreader beam connects to the static test pile by means of a bespoke locking tool in-side the pile. It rests on the outer piles by means of double spherical bearings. The relative position of each pile is thoroughly surveyed in Phase I, and adjustments made to the test frame prior to its deployment to ensure a good fit.

Once the frame is in place, the hydraulic locking tool is activated, and the “tongue” plates extruded to establish a connection between the locking tool and an inner steel ring within the static test pile. On top of the spreader beam four hydraulic jacks, four load cells and the yoke are placed. The hydraulic jacks act on the yoke, with the load transferred via steel rods to the locking tool. This set up enables good control and stability of the applied load.

#### 4 SUMMARY AND CONCLUSION

Innovative offshore pile load tests are being undertaken at the Wiking OWF site. This is the first time that static pile load tests are being executed underwater at the scales and depths described. The experience and results are extremely valuable to the Wiking OWF project and demonstrate the practical viability of conducting such tests at sites involving difficult or uncertain ground conditions.

In addition, the tests are core to a research project which is underway in conjunction with Imperial College London and Geotechnical Consulting Group and aims to improve design methods in Chalk very significantly. The test program is supported by the UK's Technology Strategy Board, and is expected to deliver significant foundation cost savings and risk reductions to many major future offshore wind projects in the Baltic and North Seas, where Chalk is encountered frequently.

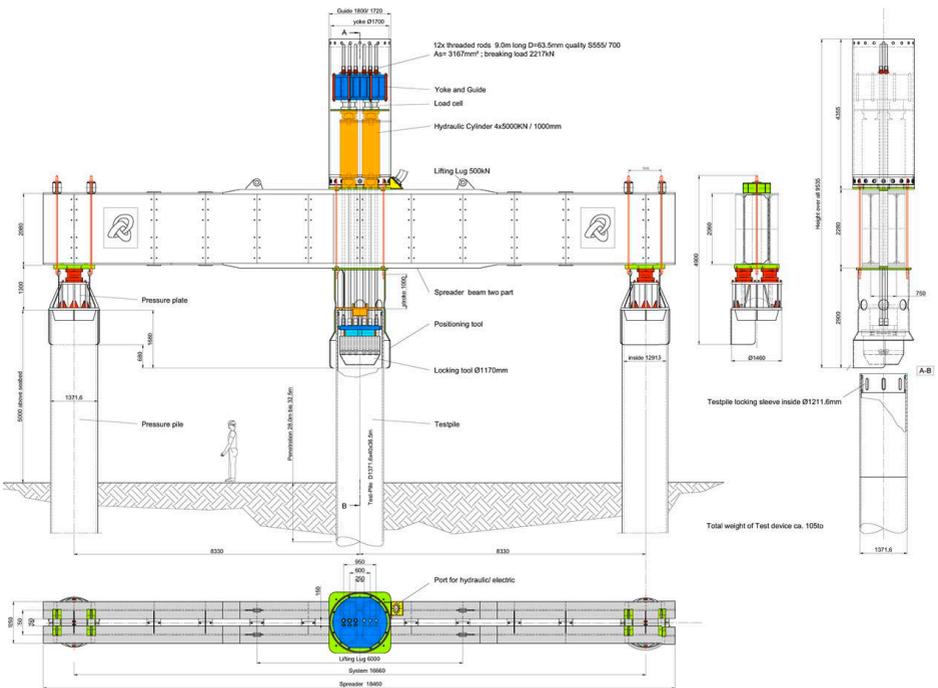


Figure 5: Bilfinger test frame

## References

**BSH:** Guidance for use of the BSH standard Design of Offshore Wind Turbines, *Anwendungshinweise für den Standard Konstruktive Ausführung von Offshore Windenergieanlagen* des BSH: Addendum 2011-02-02

**Carrington, T.M.; Li, G.; Rattley, M. J.:** A new assessment of ultimate unit friction for driven piles in low to medium density chalk, *Proceeding of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. IOS Press, pp. 825-830, 2011

**DIN EN 1997-1:** Geotechnical Design, *Eurocode 7, Part 1*, 2009

**DIN 1054:** Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – *Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*, 2010-12

**EA-Pfähle:** Recommendations on Piling, *Recommendations by the Committee for Piles*, abbreviated as: *EA-Pfähle 2014*

**Hobbs, N.B. and Healy, P.R.:** Piling in Chalk, *CIRIA Publications*, 1979

**Lahrs, T.; Kallias, A.:** Probelastungen von Stahlrohren in Kreide für den Offshore-Windpark Baltic 2, *Pfahl-Symposium, Braunschweig, Deutschland*, pp. 451 - 466, 2013

**Lord, J.A.; Clayton, C.R.; Mortimore, R.N.:** Engineering in Chalk, *CIRIA Publication*, 2002

**Vijayvergiya, V.N.; Cheng, A.P.; Kolk, H.J.:** Design and installation of piles in chalk”, *Proceeding of the 9th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas*, OTC 2938, pp. 456 - 464, 1977

## Autoren

---

Magnus Geduhn m.geduhn@ims-ing.de  
IMS Ingenieurgesellschaft GmbH www.ims-ing.de  
A company in the Ramboll Group  
Stadtdeich 7, 20097 Hamburg Tel. +49 (0)40 32818 167

Pedro Barbosa pbarbosa@scottishpower.com  
Iberdrola www.iberdrola.es  
4<sup>th</sup> floor, 1 Tudor Street, London EC4Y 0AH Tel. +44 (0) 141 614 7546





Seit 40 Jahren...  
das Team der Spezialisten

A company in the Ramboll Group

- Wasserbau
- Küsteningenieurwesen
- Geotechnik
- Polar Engineering
- Ingenieurbau
- Umwelt / Altlasten
- Offshoretechnik
- Unternehmensberatung





# RISIKO MIT KRIEGSRELIKTEN

Dipl.-Ing. Uwe Hinzmann

Business Manager Central Europe Keller Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. Dirk Siewert

Geschäftsführer BFA Spezialtiefbau Deutscher Bauindustrieverband

## 1 Ausgangssituation WK.2 8.Mai 1945

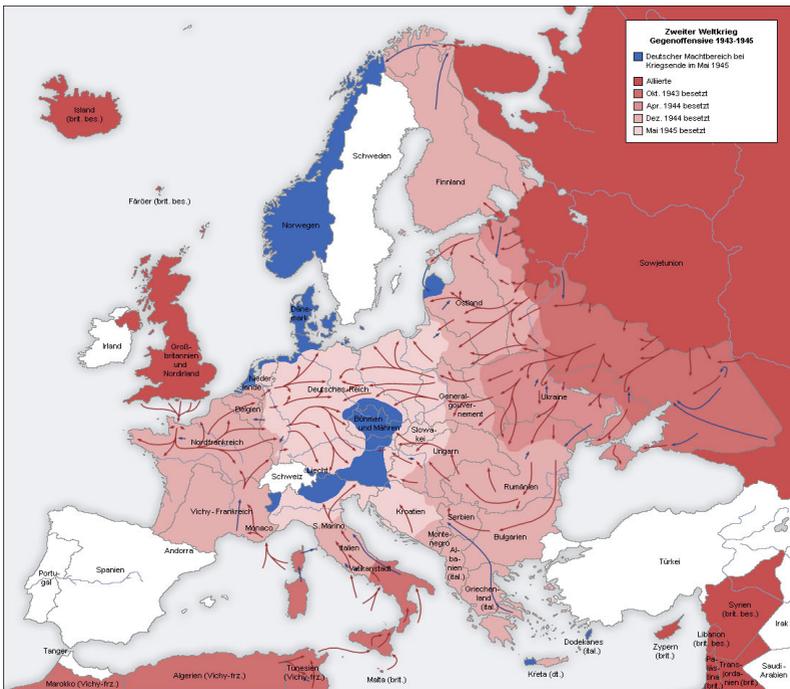


Abbildung 1: Machtaufteilung in Europa zu Kriegsende 1945

Zwischen 1943 und 1945 fielen ca. 1,35 Mio. Tonnen Spreng- und Brandbomben auf Deutschland, 10% – 20% davon detonierten nicht, jährlich gibt es 1-2 Selbstdetonationen, ca. 200.000 Tonnen Blindgänger liegen noch im Boden, wovon jährlich i.M. 5000 Stück allein in Deutschland geborgen und entschärft werden!

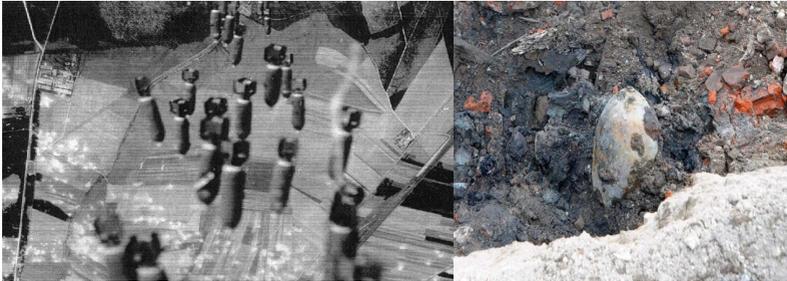


Abbildung 2: 1000 kg Blindgänger Hamburg 2012

## 2 Verdachtsflächen

### 2.1 Luftbildauswertung von Verdachtsflächen



Abbildung 3: Originalbild (links) und Bild digital nachbearbeitet (rechts)

Bei der Kampfmittelsuche kommt es in der Regel zu einem Konflikt mit dem klassischen Ansatz der Geophysik.

Ingenieur:

„Wir haben hier einen Metallkörper der Größe X in der Tiefe Y geortet...“

Geophysiker:

„Wir haben hier eine Anomalie in der magnetischen Suszeptibilität, die sich über den Bereich X erstreckt...“

### **3 Rechtliche Regelungen**

#### **3.1 Föderale Situation der Bundesländer**

Der Umgang mit Kampfmitteln ist in Deutschland länderspezifisch geregelt. Das heißt, es gibt 16 verschiedene Formen und Regularien bei der Kampfmittelfreigabe.

Es ist also zu beachten, welches Procedere in dem jeweiligen Bundesland gilt.

Fazit:

Im Föderalismus ist alles möglich

von

*„Keine Baufreigabe ohne eine Bescheinigung der qualifizierten Kampfmittelfreiheit“*  
(Hamburg + Bremen)

bis

*„Das regeln wir über die Privatisierung der landeseigenen Dienste“* (Bayern + Baden-Württemberg).

Informationen zu dem komplexen Thema stehen, erarbeitet vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung sowie dem Bundesministerium für Verteidigung, im Internet unter: [www.arbeitshilfen-kampfmittelraeumung.de](http://www.arbeitshilfen-kampfmittelraeumung.de) bereit.

#### **3.2 Merkblatt Kampfmittelfreies Bauen**

Aufgrund der enormen Risiken hat sich die Bundesfachabteilung des Bauindustrieverbandes im Jahr 2012 entschlossen, einen Arbeitskreis zum Thema Umgang mit Kampfmitteln einzuberufen, um schnellstmöglich die Mitgliedsfirmen sowie alle am Bau Beteiligten mit einem Arbeitsinstrument auszustatten. Mit fortschreitendem Einblick in die komplizierte Materie wurde aber nach diversen Arbeitssitzungen mit Experten aller beteiligten Fachbereiche klar, dass die Situation durch die föderale Länderregelungen keinesfalls kurzfristig verbessert werden kann.

Mit der Einbindung der Berufsgenossenschaft sowie von Prof. Dr. jur. Klaus Englert und Dipl.-Jur. (univ.) Florian Englert vom CBTR Centrum für Deutsches und Internationales Baugrund- und Tiefbaurecht e.V. wurde das Thema juristisch aufgearbeitet und das fol-

gende Merkblatt für Kampfmittelfreies Bauen unter Leitung des Bauindustrie-verbandes geschaffen.



Abbildung 4: Merkblatt ‚Kampfmittelfreies Bauen‘

### 3.2.1. Bauordnungsrecht: Landesbauordnungen

In allen 16 Bundesländern enthält die jeweilige Landesbauordnung entsprechend der vereinheitlichten Musterbauordnung grundsätzliche Vorgaben, wonach durch Bauarbeiten jeder Art das Leben und die Gesundheit von Menschen nicht gefährdet werden dürfen (§ 3 Abs.1 Musterbauordnung) und Baustellen so einzurichten sind, dass durch bauliche Anlagen Gefahren nicht entstehen können (§ 11 Abs.1 Musterbauordnung). Auch wenn dies von Bundesland zu Bundesland etwas abweichend nach Paragrafenvorgabe und Wortlaut geregelt wird – im Kern steht die Aussage, dass die Bauordnungen der Sicherheit und damit Gefahrenabwehr größte Priorität einräumen!

Damit wird bereits durch das öffentliche Baurecht (indirekt und doch eindeutig) vorgeschrieben, dass jeder Bauherr grundsätzlich sicherstellen muss, dass im Zuge der Bauarbeiten keine Kampfmittel (mehr) angetroffen werden können. Auch nach einer dem Stand der Technik entsprechenden fachgerechten Untersuchung, ggf. auch nach erfolgter Kampfmittelfreigabe, kann ein Restrisiko nicht immer vollständig ausgeschlossen werden. Es gilt jedoch: Die Untersuchung muss so konzipiert und durchgeführt werden, dass Restrisiken soweit minimiert werden, wie es nach dem Stand der Technik möglich ist. Je umfassender die Untersuchung, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit der Minimierung von Gefahren! Und deshalb ist der Bauherr/Auftraggeber verpflichtet, entsprechende regelge-

rechte Untersuchungen zur Belastung des Baubereichs mit eventuellen Kampfmitteln zu veranlassen!

Die Betonung liegt dabei auf dem „Baubereich“. Dieser umfasst nicht nur die Baugrube und Baustelle, sondern auch alle angrenzenden benachbarten Bereiche, die durch die Baumaßnahme, z.B. durch das Einbringen von Ankern, tangiert werden. Die Anforderungen im Hinblick auf den Nachweis fachgerechter Kampfmittelerkundung sowie das richtige Verhalten beim Antreffen von Kampfmitteln finden sich zum Teil in gesetzlichen bzw. behördlichen Vorgaben der 16 Bundesländer, zum Teil auch im allgemeinen Polizei- und Sicherheitsrecht – wobei die vorliegenden „Kampfmittelverordnungen“ meist dezidierte „Gebrauchsanweisungen“ für den Umgang mit der Kampfmittelproblematik enthalten, so dass deren Beachtung zur Vermeidung eines Fahrlässigkeitsvorwurfs unerlässlich ist.

### **3.2.2. Zivilrechtliche Vorgaben**

Das Zivilrecht gibt dem Geschädigten einen Anspruch auf Schadensersatz gegen den Schädiger, wenn dieser mindestens fahrlässig – also schuldhaft - einen Schaden an Leib, Leben oder Gegenständen herbeigeführt hat, §§ 823 ff.; 276; 278; 831 BGB. Die schädigende Handlung (= Herbeiführen, bzw. Nichtverhindern einer Explosion, bzw. Detonation) kann auch in einem Unterlassen liegen: Wenn der Grundstückseigentümer und/oder Bauherr/Auftraggeber das Baugrundstück samt Baubereich nicht fachgerecht vor jeglicher Baumaßnahme auf Kampfmittelbelastungen überprüfen lässt – und bei fortbestehendem Verdacht auch baubegleitend weiterhin fortsetzen lässt – oder der Auftragnehmer beim Verdacht auf oder dem Antreffen von Kampfmitteln nicht die unbedingt gebotenen Schritte unternimmt.

### **3.2.3. Strafrechtliche Vorgaben**

Wenn eine Explosion ausgelöst wird, dann ist § 308 StGB (Herbeiführen einer Sprengstoffexplosion) einschlägig. Diese Strafnorm muss jedem Baubeteiligten bekannt sein! Sie lautet:

*(1) Wer anders als durch Freisetzen von Kernenergie, namentlich durch Sprengstoff, eine Explosion herbeiführt und dadurch Leib oder Leben eines anderen Menschen oder fremde*

*Sachen von bedeutendem Wert gefährdet, wird mit Freiheitsstrafe nicht unter einem Jahr bestraft.*

*(2) Verursacht der Täter durch die Tat eine schwere Gesundheitsschädigung eines anderen Menschen oder eine Gesundheitsschädigung einer großen Zahl von Menschen, so ist auf Freiheitsstrafe nicht unter zwei Jahren zu erkennen.*

*(3) Verursacht der Täter durch die Tat wenigstens leichtfertig den Tod eines anderen Menschen, so ist die Strafe lebenslange Freiheitsstrafe oder Freiheitsstrafe nicht unter zehn Jahren.*

*(4) Wer in den Fällen des Absatzes 1 die Gefahr fahrlässig verursacht, wird mit Freiheitsstrafe bis zu fünf Jahren oder mit Geldstrafe bestraft.*

Hinter dieses Spezialgesetz des § 308 StGB treten die Tötungs- und Körperverletzungsdelikte der §§ 222; 229 StGB zurück. Aber auch bei nicht erfolgreicher Explosion kann eine Strafbarkeit wegen bloßer Gefährdung gem. § 319 StGB (Baugefährdung) gegeben sein, wenn die Regeln der Technik zum Umgang mit Kampfmitteln nicht beachtet werden:

*(1) Wer bei der Planung, Leitung oder Ausführung eines Baues oder des Abbruchs eines Bauwerks gegen die allgemein anerkannten Regeln der Technik verstößt und dadurch Leib oder Leben eines anderen Menschen gefährdet, wird mit Freiheitsstrafe bis zu fünf Jahren oder mit Geldstrafe bestraft.*

*(2) .....*

*(3) Wer die Gefahr fahrlässig verursacht, wird mit Freiheitsstrafe bis zu drei Jahren oder mit Geldstrafe bestraft.*

Eine dieser Regeln der Technik ist seit der Ausgabe 2012 der VOB der Abschnitt 0.1.17 der ATV DIN 18299 VOB/C. Denn hier ist eindeutig die Verpflichtung des Auftraggebers festgeschrieben, „soweit im Einzelfall erforderlich“, eine Bestätigung zur Kampfmittelsuche entsprechend den Vorgaben des jeweiligen Bundeslandes der BRD vorzulegen!

### **3.2.4. Arbeitsschutzrechtliche und berufsgenossenschaftliche Regelungen**

Im Arbeitsschutzgesetz (ArbSchG) sind die allgemeinen Grundsätze des Arbeitsschutzes beschrieben. Es richtet sich an alle Arbeitgeber, wozu nicht nur die Bauunternehmer mit

und ohne Beschäftigte, sondern auch der Auftraggeber und Planer zählen kann, wenn Mitarbeiter direkt mit der Baustelle in Berührung kommen.

Die wesentliche Aussage des ArbSchG ist, dass die Arbeit so zu gestalten ist, dass eine Gefährdung für das Leben sowie die Gesundheit der Beschäftigten möglichst vermieden und die verbleibende Gefährdung möglichst gering gehalten wird. Hierfür hat der Arbeitgeber durch eine Beurteilung der für die Beschäftigten mit ihrer Arbeit verbundenen Gefährdung zu ermitteln, welche Maßnahmen des Arbeitsschutzes erforderlich sind.

Werden Beschäftigte mehrerer Arbeitgeber auf einer Baustelle tätig, sind die Arbeitgeber verpflichtet, bei der Durchführung der Sicherheits- und Gesundheitsschutzmaßnahmen zusammenzuarbeiten.

Soweit dies für die Sicherheit und den Gesundheitsschutz der Beschäftigten bei der Arbeit erforderlich ist, haben die Arbeitgeber sich gegenseitig und ihre Beschäftigten über die mit den Arbeiten verbundenen Gefahren für die Beschäftigten zu unterrichten und Maßnahmen zur Verhütung dieser Gefahren abzustimmen.

Des Weiteren muss sich der Arbeitgeber vergewissern, dass die Beschäftigten anderer Arbeitgeber, die auf seiner Baustelle tätig werden, hinsichtlich der Gefahren während ihrer Tätigkeit in seinem Betrieb angemessene Anweisungen erhalten haben.

Hinsichtlich besonderer Gefahren heißt es im § 9 des Arbeitsschutzgesetzes:

*(1) Der Arbeitgeber hat Maßnahmen zu treffen, damit nur Beschäftigte Zugang zu besonders gefährlichen Arbeitsbereichen haben, die zuvor geeignete Anweisungen erhalten haben.*

*2): Der Arbeitgeber hat Vorkehrungen zu treffen, dass alle Beschäftigten, die einer unmittelbaren erheblichen Gefahr ausgesetzt sind oder sein können, möglichst frühzeitig über diese Gefahr und die getroffenen oder zu treffenden Schutzmaßnahmen unterrichtet sind. Bei unmittelbarer erheblicher Gefahr für die eigene Sicherheit oder die Sicherheit anderer Personen müssen die Beschäftigten die geeigneten Maßnahmen zur Gefahrenabwehr und Schadensbegrenzung selbst treffen können, wenn der zuständige Vorgesetzte nicht erreichbar ist; dabei sind die Kenntnisse der Beschäftigten und die vorhandenen technischen Mittel zu berücksichtigen.*

Darüber hinaus ergeben sich aus dem Arbeitsschutzgesetz weitere Aufklärungs- und Unterweisungspflichten für Arbeitgeber gegenüber den Arbeitnehmern, insb. gem. § 4 und

§ 12, die mit den Vorgaben der Berufsgenossenschaften zu den Grundsätzen der Prävention korrespondieren.

Denn: In zahlreichen Unfallverhütungsvorschriften der BG BAU, insb. der UVV „Grundsätze der Prävention“ BGV A1 finden sich Regelungen, die im Zusammenhang mit einer Gefährdung durch Kampfmittel zu beachten sind.

Bedeutung der Arbeitsschutzgesetzgebung für den Bauherrn: Gemäß Baustellenverordnung ist der Bauherr verpflichtet, die Grundsätze des Arbeitsschutzgesetzes bei der Planung zu berücksichtigen und sowohl während der Planung als auch der Ausführungsphase koordinieren zu lassen. Hieraus erwächst dem Bauherrn eine weitere rechtliche Verpflichtung und Verantwortung für die sichere Ausführung der Bauarbeiten.

*§ 1 BGV A 1 Grundpflichten des Unternehmers:*

*(1) Der Unternehmer hat die erforderlichen Maßnahmen zur Verhütung von Arbeitsunfällen, Berufskrankheiten und arbeitsbedingten Gesundheitsgefahren sowie für eine wirksame Erste Hilfe zu treffen. Die zu treffenden Maßnahmen sind insbesondere in staatlichen Arbeitsschutzvorschriften (Anlage 1), dieser Unfallverhütungsvorschrift und in weiteren Unfallverhütungsvorschriften näher bestimmt.*

*(2) Der Unternehmer hat bei den Maßnahmen nach Absatz 1 von den allgemeinen Grundsätzen nach § 4 Arbeitsschutzgesetz auszugehen und dabei insbesondere das staatliche und berufsgenossenschaftliche Regelwerk heranzuziehen.*

*(3) Der Unternehmer hat die Maßnahmen nach Absatz 1 entsprechend den Bestimmungen des § 3 Abs. 1 Sätze 2 und 3 und Absatz 2 Arbeitsschutzgesetz zu planen, zu organisieren, durchzuführen und erforderlichenfalls an veränderte Gegebenheiten anzupassen.*

*(4) Der Unternehmer darf keine sicherheitswidrigen Weisungen erteilen.*

Im Klartext bedeuten diese eine Reihe weiterer Regelungen: Jeder Bauverantwortliche, der zugleich auch Arbeitgeber von Personen ist, die im Zuge von Bauarbeiten tätig werden, muss vor Beginn von Tiefbau- bzw. Abriss- und Rückbauarbeiten eine Gefährdungsbeurteilung vornehmen (lassen) und auch bei nur geringstem Verdacht, dass Kampfmittel gefunden werden könnten, die Arbeiten in diesem Bereich einstellen. Die Arbeiten dürfen erst wieder aufgenommen werden, wenn ihm bei einem öffentlichen Bauauftrag eine Bestätigung nach ATV DIN 18299, Abschnitt 0.1.17; VOB /C bzw. bei einem privaten Auftraggeber eine gleichwertige ordnungsgemäße Freigabe vorliegt – siehe Kapitel 1.3 neu.

Dies gilt nicht nur für Bauunternehmen, sondern auch für die vor Ort tätigen Bauherrn/Auftraggeber sowie die Architektur-, Ingenieur-, Sachverständigenbüros.

Bei Verstößen gegen Arbeitsschutzrecht oder berufsgenossenschaftliche Vorschriften drohen Bußgelder. In bestimmten Fällen kann der Staat Verantwortliche über das Strafrecht wegen einer Straftat verurteilen!

### **3.2.5. Vergaberechtliche Vorgaben für öffentliche Auftraggeber**

Öffentliche Auftraggeber müssen gem. §§ 97 ff. GWB zwingend das Vergaberecht beachten. Dazu zählen insbesondere die „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen“, also die VOB Teil A, die im Auftrag des DVA (Deutscher Vergabe- und Vertragsausschuss) vom DIN Deutsches Institut für Normung e.V. herausgegeben wird. Gemäß § 7 bzw. § 7 EG VOB/A müssen deshalb nicht nur die wesentlichen Verhältnisse der Baustelle, insb. die ausdrücklich angeführten „Boden- und Wasserverhältnisse“, wozu auch eine mögliche Kontamination mit Kampfmitteln zählt, in der Ausschreibung angeführt werden (Abs.1, Nr.6), sondern es müssen auch die „Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung“ in Abschnitt 0 aller VOB/C-Normen „beachtet“ werden (Abs.1, Nr.7). Über diesen Pflichten steht die Grundpflicht eines jeden öffentlichen Auftraggebers nach Abs.1, Nr.3: „Dem Auftragnehmer darf kein ungewöhnliches Wagnis aufgebürdet werden für Umstände und Ereignisse, auf die er keinen Einfluss hat und deren Einwirkung auf die Preise und Fristen er nicht im Voraus schätzen kann.“ Die Pflicht der Beachtung dieser VOB-Vorgaben hat der Bundesgerichtshof mit dem Urteil vom 21.März 2013 (Az: VII ZR 122/11 = IBR 2013, 328) ausdrücklich klargestellt!

Im Klartext: Ein öffentlicher Auftraggeber darf weder die Kampfmittel-Untersuchung noch die Folgen aus einem Kampfmittelfund (z.B. Evakuierung der Baustelle; Stillstand; Hilfsmaßnahmen) dem Auftragnehmer überbürden. Denn damit würde er gegen die eigenen Vorgaben, die zu beachten sind, verstoßen! Denn: Aus der Verpflichtung zur Beachtung der Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung nach § 7 Abs.1, Nr.7 VOB/A ergibt sich zwingend für den öffentlichen Auftraggeber, dass er entsprechend der General-Norm ATV DIN 18299, Abschnitt 0.1.17, „soweit im Einzelfall erforderlich“ (d.h. immer dann, wenn nicht mit Sicherheit eine Kampfmittelbelastung ausgeschlossen werden kann), folgende, in die Ausgabe 2012 der VOB Teil C neu aufgenommene Pflicht hat:

*„0.1.17 Bestätigung, dass die im jeweiligen Bundesland geltenden Anforderungen zu Erkundungs- und gegebenenfalls Räumungsmaßnahmen hinsichtlich Kampfmitteln erfüllt wurden.“*

### **3.2.6. Vergaberechtliche Vorgaben und Besonderheiten bei Privaten Auftraggebern**

Private Auftraggeber sind – außer es wird im Rahmen eines VOB-Vertrags ein Nachunternehmerverhältnis begründet, § 4 Abs.8 VOB/B - nicht an die VOB gebunden und im Rahmen der Vertragsfreiheit grundsätzlich frei, dem Auftragnehmer die Risiken im Zusammenhang mit einer möglichen Kampfmittelproblematik zu überbürden. Allerdings kennt das Recht in Form von Treu und Glauben, § 242 BGB sowie insb. durch die Regelungen der §§ 305 ff. BGB zur begrenzten Zulässigkeit von Allgemeinen Geschäftsbedingungen insoweit deutliche Einschränkungen: Nachdem gem. den §§ 644 und 645 BGB das Risiko für vom Auftraggeber zum Zwecke von Bauarbeiten beigestellte Stoffe dieser zu tragen hat und der Baugrund bzw. das Gebirge nicht wegdenkbar immer ein vom Auftraggeber zu stellender „Stoff“ ist, wäre eine Überwälzung durch AGB als Verstoß gegen eine gesetzliche Grundvorgabe unwirksam. Lediglich in einem individuell abgefassten Vertrag könnte u.U. das Kampfmittelrisiko überbürdet werden – wobei hier wieder die Grenze zum Verstoß gegen § 242 BGB nahe liegen kann, bzw. von einem Gericht auch AGB – Grundsätze angewendet werden könnten. Eine Zulässigkeit der Überbürdung würde insb. eine angemessene Risikoabgeltung voraussetzen und zudem ihre Grenze darin finden, dass dem Unternehmer kein existenzgefährdendes Risiko überbürdet werden dürfte (vgl. Bundesverfassungsgericht Urteil vom 16.2.2000, 1 BvR 242/91 = NJW 2000, 2573).

Unabhängig davon ist in der Baupraxis eine solche Risikoüberbürdung weder üblich noch zu empfehlen, denn die strafrechtliche und sicherheitsrechtliche Verantwortung des Auftraggebers/Bauherrn bleibt immer bestehen! Dies heißt: Erfüllt der Auftragnehmer die Pflichten im Zusammenhang mit der Kampfmittelproblematik nicht ausreichend und es kommt zum Unfall, dann kann den Auftraggeber insoweit trotz aller „Überbürdung“ die volle straf- und zivilrechtliche Haftung treffen!

Billiger und besser ist damit, stets die Kampfmittelerkundung vor der Bauplanung und Auftragsvergabe durchführen zu lassen. Denn damit lassen sich auch Stillstandskosten und sonstige Mehrkosten vermeiden, nachdem das Antreffen von Kampfmitteln während der Baudurchführung regelmäßig zur Unterbrechung der Bauarbeiten führt, da die Baustel-

le oftmals evakuiert werden muss. Weiterhin schließen sich an Kampfmittelfunde oftmals weitergehende und zeitaufwendige Untersuchungen an.

### **3.2.7. Vertragliche Regelungen durch Vereinbarung der VOB/B und VOB/C**

Beim öffentlichen Auftrag ist die VOB/B und damit auch die VOB/C zwingend zu vereinbaren, § 8 bzw. § 8 EG, je Abs.3, VOB/A. Beim privaten Bauprojekt ist es in der Praxis üblich und vernünftig, ebenso die VOB/B mit VOB/C zu vereinbaren, weil es sich – wie der BGH festgestellt hat – um eine ausgewogene Vertragsgestaltung handelt. Selbst wenn jedoch insoweit die VOB nicht Vertragsbestandteil wird, so können den-noch die Regelungen der VOB/C als Auslegungshilfen von den Gerichten berücksichtigt werden. Denn die Vorgaben der VOB/C geben den Konsens der sog. „beteiligten Kreise“ bei Bauarbeiten wieder!

Da die VOB/C bei jedem VOB-Vertrag automatisch komplett Vertragsinhalt wird, wie § 1 Abs.1, Satz 2 VOB/B korrespondierend zu § 8 Abs.3 VOB/A vorgibt, sind die nachstehenden Regelungen, die wortgleich in allen Tiefbau-ATV enthalten sind, mit der Auftragserteilung (= Zuschlag) Vertragsinhalt und damit maßgebend! So findet sich in ATV DIN 18300 (Erdarbeiten), Abschnitt 3.1.5, ATV DIN 18301 (Bohrarbeiten), Abschnitt 3.4, ATV DIN 18303 (Verbauarbeiten), Abschnitt 3.1.5, ATV DIN 18304 (Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten), Abschnitt 3.1.8, ATV DIN 18308 (Drän- und Versickerarbeiten), Abschnitt 3.1.5, ATV DIN 18311 (Nassbaggerarbeiten), Abschnitt 3.1.4, ATV DIN 18312 (Untertagebauarbeiten), Abschnitt 3.1.5, ATV DIN 18313 /Schlitzwandarbeiten mit stützenden Flüssigkeiten), Abschnitt 3.1.6, ATV DIN 18318 (Verkehrswegebauarbeiten – Pflasterdecken und Plattenbeläge), Abschnitt 3.1.4, ATV DIN 18319 (Rohrvortriebsarbeiten), Abschnitt 3.1.6 und der ATV DIN 18322 (Kabelleitungstiefbauarbeiten), Abschnitt 3.1.4 folgende Formulierung:

*„Werden unvermutet ... Hindernisse angetroffen ... ist zu vermuten, dass es sich bei den Hindernissen um Kampfmittel handelt, müssen die Arbeiten sofort eingestellt und die zuständige Behörde sowie der Auftraggeber benachrichtigt werden. Die notwendigen Sicherungsmaßnahmen hat der Auftragnehmer unverzüglich durchzuführen. Die Leistungen für Sicherungsmaßnahmen sind Besondere Leistungen (siehe Abschnitt 4.2.1).“*

Die Betonung liegt hier auf dem Wort „vermuten“! Dies bedeutet: Nachdem unverzichtbare Voraussetzung für eine ordnungsgemäße Ausschreibung gem. ATV DIN 18299, Abschnitt 0.1.17 die Bestätigungsvorlage zur bundeslandspezifischen Kampfmittelerkundung ist, bedarf es konkreter Anhaltspunkte zur Bejahung einer solchen Vermutung. So etwa durch

die Möglichkeit einer Sichtbeurteilung oder die Erzeugung von untypischen/verdächtigen Geräuschen bei Erd- oder Bohrarbeiten. Alleine aus einem erschwerten Bohr- oder Rammfortschritt lässt sich ohne besondere Umstände eine Vermutung nicht herleiten. Besondere Umstände können sich aus dem erwarteten Bau-grund ergeben. Ist mit Findlingen z.B. nicht zu rechnen, tritt aber ein Bohrhindernis in der Tiefe auf, so kann dies eine Vermutung und damit die Einstellung der Bauarbeiten rechtfertigen, wobei die damit verbundenen Stillstandskosten zu den Sicherungsmaßnahmen zählen und deshalb als besondere Leistungen zu vergüten sind.

Die vorstehenden Handlungs- und Abrechnungsvorgaben gelten auch für solche Tiefbauarbeiten, die eine entsprechende Regelung (noch) nicht beinhalten: ATV DIN 18320 (Landschaftsbauarbeiten), ATV DIN 18321 (Düsenstrahlarbeiten) und ATV DIN 18325 (Gleisbauarbeiten) verweisen jeweils in den Abschnitten 1 auf die ATV DIN 18300 bzw. ATV DIN 18301, mithin gilt insoweit die vorstehende Regelung ebenso!

Eine Änderung der VOB/C-Vorgabe zum Umgang mit und zur Abrechnung von Kampfmittelfragen durch die Leistungsbeschreibung, insb. sog. „Vorbemerkungen“, ist nicht zulässig. Denn der öffentliche Auftraggeber ist gehindert, von den „technischen Vertragsbestimmungen“ abzuweichen, vielmehr darf er diese nur „ergänzen“, wie § 8 bzw. § 8 EG, je Abs.5, VOB/A, ausdrücklich vorgeben:

*„Die Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen bleiben grundsätzlich unverändert. Sie können von Auftraggebern, die ständig Bauaufträge vergeben, für die bei ihnen allgemein gegebenen Verhältnisse durch Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen ergänzt werden.“*

Werden Kampfmittel angetroffen oder auch nur vermutet, dann stellt die Benachrichtigung des Auftraggebers zugleich die Bedenkenanmeldung gegen die (momentane) Geeignetheit des vom Auftraggeber vorgegebenen Baugrundstücks (als Baustoff) gem. § 4 Abs.3 VOB/B und ebenso eine Behinderungsanzeige gem. § 6 Abs.1 i.V.m. Abs.2 VOB/B (Behinderung durch einen Umstand aus dem Risikobereich des Auftraggebers) dar, so dass im beidseitigen Interesse klarer Verhältnisse und auch für die Beweisführung die Schriftform eingehalten werden muss.

In der speziellen ATV DIN 18323 (Kampfmittelräumarbeiten), die nur für Aufträge an zugelassene Kampfmittelräumunternehmen einschlägig ist, findet sich in Abschnitt 3.8.6 die Handlungsanweisung für den Fall, dass Kampfmittel angetroffen werden: Unverzügliche

Mitteilung an den Auftraggeber und die zuständige Stelle, gemeinsame Festlegung der notwendigen (Sicherungs-)Leistungen und Abrechnung als Besondere Leistungen. „Zuständige Stelle“ ist dabei in jedem Bundesland der speziell eingerichtete Kampfmittelbeseitigungsdienst (KMBD) bzw. -räumdienst (KRD) oder beauftragte zugelassene Unternehmen.

Quelle:

Vorabzug aus dem Entwurf: „Merkblatt Kampfmittelfreies Bauen“

Prof. Dr. jur. Klaus Englert und Dipl.-Jur. (univ.) Florian Englert, CBTR Centrum für Deutsches und Internationales Baugrund- und Tiefbaurecht e.V.

### 3.3 Ablaufschema „Arbeitshilfen Kampfmittelräumung“

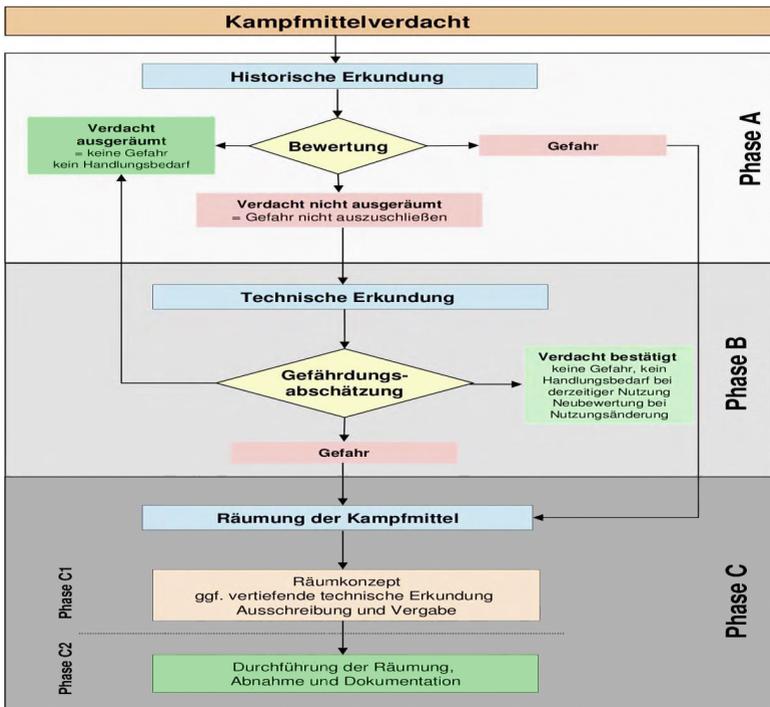


Abbildung 5: Phasenschema Kampfmittelräumung (S.20 von 678 der Arbeitshilfen)

Weitere Informationen zu den UVV- + BG-Regeln finden Sie in folgenden Werken:



Abbildung 6: Literaturbeispiele zum Thema Baurecht

## Autoren

Dipl.-Ing. Uwe Hinzmann

[u.hinzmann@kellergrundbau.de](mailto:u.hinzmann@kellergrundbau.de)

Keller Grundbau GmbH  
Kaiserleistraße 8  
63067 Offenbach am Main

[www.kellergrundbau.de](http://www.kellergrundbau.de)  
Tel.: 069/8051-0

Dipl.-Ing. Dirk Siewert

[dirk.siewert@bauindustrie.de](mailto:dirk.siewert@bauindustrie.de)

Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e.V.  
Kurfürstenstraße 129  
10785 Berlin

[www.bauindustrie.de](http://www.bauindustrie.de)  
Tel.: 030/21286-0



## Auf unsere Stärken bauen

Wir verwirklichen Lösungen für Ihre Baugrund-, Gründungs- und Grundwasserprobleme. Komplexe Grundbauaufgaben wickeln wir gerne ab und greifen dabei auf selbst entwickelte Verfahren und eine breite Palette moderner Technologien zurück.

Fragen Sie uns, wir beraten Sie gern!

**Keller Grundbau GmbH**  
Kaiserleistraße 8  
63067 Offenbach  
Deutschland  
Telefon +49 (0)69 80 51-0  
Telefax +49 (0)69 80 51-221  
[www.kellergrundbau.de](http://www.kellergrundbau.de)  
[info@kellergrundbau.com](mailto:info@kellergrundbau.com)



# **Abfangung eines innerstädtischen Baugrubenanrainers mit VdW-Pfählen**

Jens Mühlmann, PROF. RODATZ UND PARTNER GmbH, Braunschweig

Hans-Dieter Lukas, ehem. BRÜCKNER Grundbau GmbH, Essen

## **1 Einleitung**

In der Innenstadt von Hildesheim wurde ein originär für Gebäude und Verkehrsflächen genutztes 1,6 ha großes Areal beräumt und mit der 'Arneken-Galerie' als unterkellertes mehrgeschossiger Gebäudekomplex überbaut. Als Sicherung der 7 m tiefen Baugrube wurden planmäßig verankerte Trägerbohlwände, aufgelöste Bohrpfahlwände und Bohrpfahlwände ausgeführt. Ein Bestandsgebäude unmittelbar auf der Baugrenze sollte mit einem HDI-Block unterfangen werden.

Während der Bauausführung wurde jedoch festgestellt, dass die HDI-Bauweise in dem Baugrund unter diesem Gebäude nicht realisierbar sein würde. Alternativ dazu wurde deshalb bauseits eine verankerte Bohrpfahlwand unmittelbar vor der Giebelwand in der sogenannten 'Vor der Wand' - Bauweise (VdW) geplant. Um Deformationen resp. Differenz-Setzungen oder -Hebungen und -Verschiebungen im bauzeitlich bewohnten Gebäude zu minimieren, war die Gründung der angrenzenden Giebelwand zusätzlich mit Hilfe von GEWI-Pfähle abzufangen.

Nachdem praxisübliche analytische Standsicherheitsnachweise geführt worden waren, beauftragte die bauausführende Fa. BRÜCKNER Grundbau GmbH das Ingenieurbüro PROF. RODATZ UND PARTNER mit der numerischen Deformationsprognose für die geplante VdW-Bauweise einschließlich der Hilfsmaßnahmen und deren baubegleitende gutachterliche Überwachung. Dazu wurde ein geotechnisches Beobachtungsprogramm mit geodätischen Messungen erarbeitet und im Spiegel der vg. Deformationsprognose und hochbaustatischer Bewertungen Eingreif- und Alarmwerte der Verformungen für die Bauzustände festgelegt. Die numerischen Untersuchungen und deren Ergebnisse sowie die Auswertungen der bauzeitlichen Messungen werden nachfolgend vorgestellt.

## **2 Entwurfs- und Ausführungsplanung**

### **2.1 Projektskizze**

Der Bau des innerstädtischen Einkaufszentrums 'Arneken Galerie Hildesheim' wurde in den Jahren 2010/11 realisiert. Das ursprünglich mit Gebäuden und Verkehrsflächen überbaute Areal liegt an der Arnekenstraße zwischen der Kardinal-Bertram-Straße und der Kaiserstraße.

Die Arneken Galerie wurde auf dem etwa 1,6 ha großen Baugrundstück als unterkellertes zwei- bis viergeschossiger Gebäudekomplex errichtet. Als Sicherung der bis rd. 7 m tiefen Baugrube waren verankerte Trägerbohlwandverbaue, aufgelöste und tangierende Bohrpfahlwände vorgesehen. Die Unterfangung eines benachbarten viergeschossigen unterkellerten Wohngebäudes in Mauerwerksbauweise war mit Hilfe eines HDI-Körpers konzipiert. Das Fundament unter der Giebelwand einer Hofdurchfahrt grenzte dabei direkt an die geplante Baugrube an.

Die Bauherrschaft beauftragte die Fa. BRÜCKNER Grundbau GmbH, Essen mit der Beringung des Baufeldes, der Baugrubensicherung und den Gründungsarbeiten für den Neubau. Die Ausführungsplanung für die Baugrubensicherung einschl. der Baugrubenstatik erstellte die Sobottka Ingenieurplanung, Essen.

### **2.2 Beschreibung des Baugrundes**

Nach den Informationen des Baugrundgutachtens wurde in dem betreffenden Bereich der Kaiserstraße folgender Schichtaufbau erkundet: Unter der (ehemals) befestigten Verkehrsfläche und einer 0,75 m mächtigen anthropogenen Auffüllung aus kiesigem Sand folgen locker gelagerte bzw. weiche heterogene anthropogene Auffüllungen bis - 4,8 m GOK, die aus einem bindigen schwach kiesigem Feinsand-Schluff-Gemisch, einer sandigen Schlufflage und einer schluffigen Kies-Sand-Lage bestehen. Die Auffüllungsschicht ist mit Bauschutt versetzt. Dieser schließen sich bis - 6,5 m GOK ein weicher organischer schluffiger Ton und darunter eine mehrere Meter (> 10 m) mächtige Tonschicht mit steifer und mit zunehmender Tiefe halbfester und fester Konsistenz an.

Aus den Pegelmessungen der Erkundungskampagnen wurde ein Grundwasserflurabstand zwischen - 2,5 und – 4,5 m GOK prognostiziert und ein Bemessungsgrundwasserspiegel von 82,5 mNN festgelegt. Die charakteristischen Kennwerte aus dem Baugrundgutachten sind für das entsprechende Berechnungsprofil in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Charakteristische Parameter des Baugrundgutachtens

Baugrundsichten (GOK ≈ 85,5 mNN)		Wichte $\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungsw. $\varphi'_k$ [°]	Kohäsion $c'_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul $E_{Sk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1	Auffüllungen bis 80,7 mNN	18/9	27,5	0	4 – 20
2	T, u, o/h, weich bis 79,0 mNN	20/10	23,0	5	3 – 6
3	T, steif bis 78,0 mNN	19/9	25,0	10	8
4	T, halbfest bis 76,0 mNN	19/9	25,0	10	20
5	Ton, fest ab 76,0 mNN	19/9	25,0	10	20

### 2.3 Modifikation der Entwurfs- und Ausführungsplanung

Im Rahmen der Beweissicherung wurden in und an dem angrenzenden Bestandswohngebäude diverse - aber statisch offenbar nicht relevante - Schäden dokumentiert, die während des Abbruchs des benachbarten Altbestandes und der Beräumung des Baufeldes offenkundig wurden. Infolge dieser Vorschädigungen und den Beobachtungen während der Bauausführung wurde erkannt, dass die geplante HDI-Bauweise in dem Baugrund unter diesem Gebäude nicht erfolgversprechend verformungsarm realisierbar sein würde. Alternativ dazu wurde deshalb durch die Bauausführenden und den Baugrubenplaner eine verankerte tangierende Bohrpfahlwand (Ø 40 cm) unmittelbar vor der Giebelwand des Bestandsgebäudes in der 'Vor der Wand - Bauweise' (VdW) geplant. Um Deformationen resp. Differenz-Setzungen oder -Hebungen und -Verschiebungen im bauzeitlich bewohnten Gebäude unter allen Umständen zu minimieren, wurde im Rahmen der weiteren Planung zusammen mit dem Bauherren und der Prüfinstanz entschieden, die Gründung der angrenzenden Giebelwand zusätzlich mit Hilfe von GEWI-Pfähle im tieferliegenden Baugrund, hier im halbfesten bis festen Ton / Tonstein abzufangen (vgl. auch Abbildung 1).

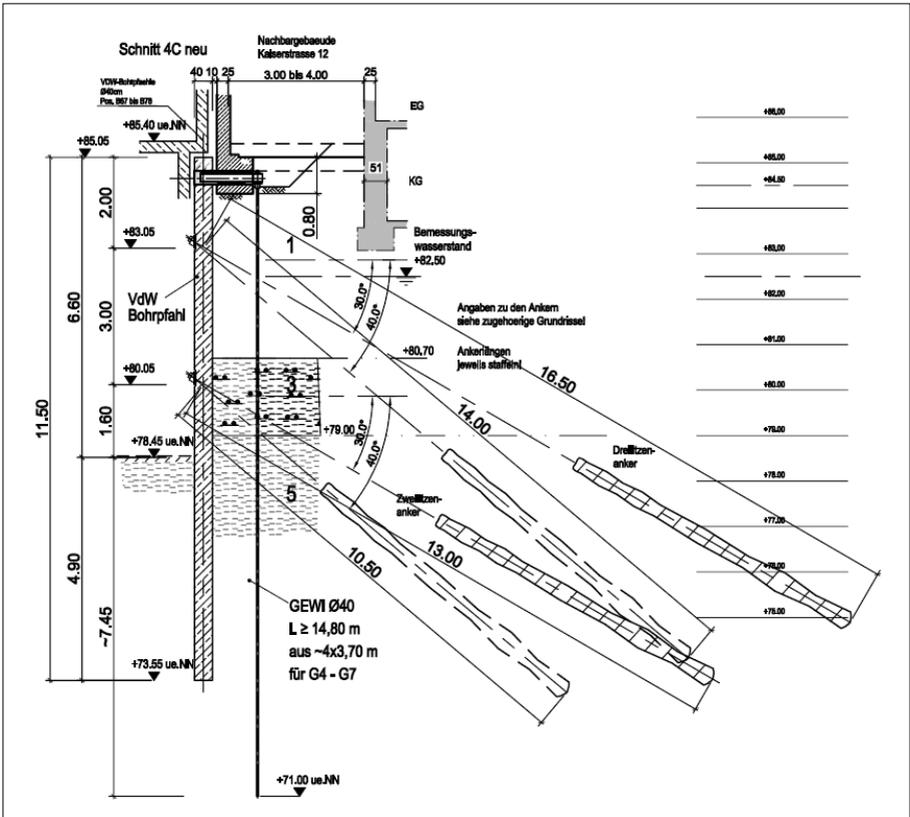


Abbildung 1: Konstruktion des Berechnungsquerschnittes

Für den Nachweis der Standsicherheit der Baugrube und die Dimensionierung der Ankerlängen/-abstände wurden im Rahmen der Entwurfs- bzw. Ausführungsstatik praxisübliche analytische Standsicherheitsnachweise für den Grenzzustand 1 gem. DIN 1054-2005 geführt. Die Vordimensionierung der Ankertragfähigkeit beruhte auf den Angaben aus dem Baugrundgutachten und den Erfahrungen der Fa. BRÜCKNER Grundbau GmbH und wurde baubegleitend mittels Abnahmeprüfungen kontrolliert. Die vg. Standsicherheitsnachweise lieferten für den Grenzzustand 1 und den zweilagigen Ankerverbau der Baugrube u. a. maximale horizontale Verformungen am Kopf der Bohrpfahlwand von 41 mm.

Wegen der besonderen statisch-konstruktiven Situation mit der angrenzenden Giebelwand der Hofdurchfahrt, die ohne Queraussteifung lediglich wie eine Pendelstütze trägt, schienen die vg. berechneten Verformungen mit Blick auf zu befürchtende weitere Schädigung der Bestandsbebauung ohne weiteres nicht tolerierbar. Somit waren weitere Untersuchungen und Nachweise im Sinne der Gebrauchstauglichkeit für die Genehmigungsfähigkeit erforderlich.

Die bauausführende Fa. BRÜCKNER Grundbau GmbH beauftragte infolgedessen das Ingenieurbüro PROF. RODATZ UND PARTNER mit einer weiterführenden gutachterlichen Bewertung und Deformationsprognose für die geplante VdW-Bauweise einschließlich der Hilfsmaßnahmen und deren baubegleitende Überwachung.

Insbesondere mit Blick auf die Standsicherheit des Gebäudes während der Herstellung der Baugrubensicherung und der Baugrube und unter Würdigung praktisch unvermeidbarer Deformationen wurde darauf aufbauend ein geotechnisches Beobachtungsprogramm entwickelt und im Spiegel der Deformationsprognose und hochbaustatischer Bewertungen Eingreif- und Alarmwerte bei Verformungen für die Bauzustände festgelegt. Die dafür notwendigen Beobachtungspunkte und Messmarken wurden bauseits nach dem Rückbau der Bestandsbebauung und nach der Herstellung der Bohrpfahlwand bzw. aushubbegleitend installiert und eingemessen.

### **3 Numerische Deformationsanalyse**

#### **3.1 Grundlagen**

Ziel der Untersuchungen war der rechnerische Nachweis der Wirksamkeit geplanter konstruktiver Maßnahmen und die hochbaustatische Prüfbarkeit der Verträglichkeit prognostizierter Deformationen. Zudem sollten die Beobachtungen und dokumentierten Schäden an dem Bestandswohngebäude, die nach dem Abbruch des Altbestandes und der Beräumung des Baufeldes festgestellt wurden, aus geotechnischer Sicht analysiert werden. Um potenzielle horizontale und vertikale Deformationen der zu sichernden Gründungen im Schutz der verankerten Bohrpfähle für alle relevanten Bauphasen prognostizieren zu können, wurden daher kontinuumsmechanische Berechnungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt.

### 3.2 Modellierung des Berechnungsausschnittes

Die 3-dimensionalen FEM-Berechnungen erfolgten mit dem Programmsystem ANSYS®. Die geometrische, stoffliche und ablauftechnische Modellierung erfolgte nach praxiserprobten Verfahren und gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik" (SCHANZ, 2006).

Aufgrund der verhältnismäßig großen Dimensionen der Baugrube war eine Ausschnittmodellierung im Sinne eines 2 – dimensionalen Querschnitts ausreichend. Für die Modellierung wurde jedoch ein 2 ½ - dimensionaler Berechnungsausschnitt gewählt, um die räumliche Tragwirkung der Anker- und GEWI-Verpresskörper abzubilden. Unter Beachtung vorhandener Symmetrierandbedingungen in z-Richtung entspricht die gewählte Modelltiefe somit dem halben Ankerabstand ( $a = 0,8 \text{ m}$ ). Der Berechnungsausschnitt mit den Abmessungen  $x / y / z = 37,5 \text{ m} / 20,5 \text{ m} / 0,4 \text{ m}$  ist in der Abbildung 2 dargestellt. Das FEM-Modell besteht insgesamt aus ca. 26.000 8-knotigen Solid-Elementen. Bei der Diskretisierung des numerischen Modells wurde besonderer Wert auf eine feinmaschige und homogene Netzeinteilung im Bereich der Anker- und GEWI-Verpresskörper und der Baugrubenwand sowie im Bereich der Gründung des angrenzenden Bestandsgebäudes gelegt.

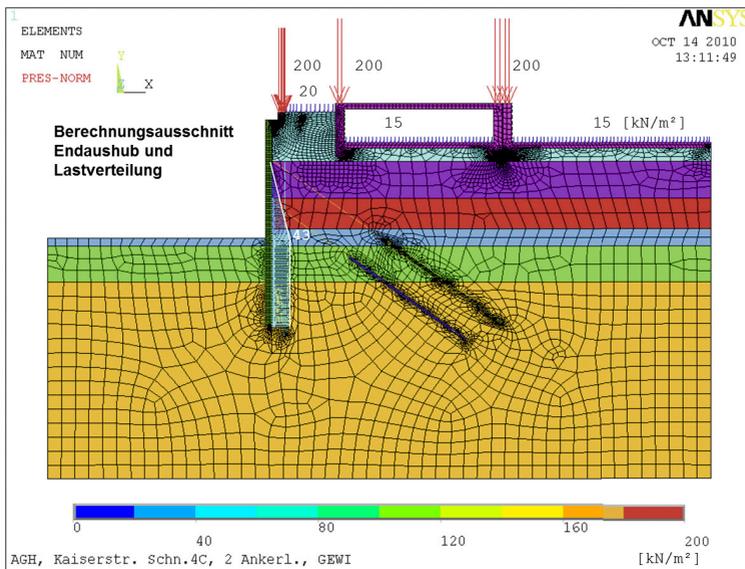


Abbildung 2: Modellierung des Berechnungsausschnittes für den Endaushub

Die Bodenschichtung wurde entsprechend den Angaben des Baugrundgutachtens für das zugehörige Berechnungsprofil modelliert. Die Grundwasserstände wurden analog zur Ausführungsstatik mit dem Bemessungswasserstand 82,5 mNN und in der Baugrubenumschließung infolge Wasserhaltung mit 78,4 mNN berücksichtigt und als hydrostatische Differenzflächenlasten auf die dichte Baugrubenwand aufgebracht.

Die Lasten und die Geometrie der Gründungskörper der angrenzenden Wohnbebauung wurden entsprechend den Zusammenstellungen der Ausführungsstatik in die FE-Berechnung übernommen. Die Belastung aus der ursprünglichen Bebauung im Baufeld vor dem Rückbau und des Nachbargebäudes des betreffenden Wohngebäudes wurden überschlägig mit einer entsprechend vergleichmäßigten Flächenlast modelliert. Die zwischen den beiden Kellerwänden der Gebäude existierende Lücke wurde ebenfalls bei der Elementierung berücksichtigt.

Für die Abbildung der nichtlinearen geomechanischen Baugrundeigenschaften wurde das Stoffgesetz von Drucker-Prager angewendet, welches die auftretenden Beanspruchungen gegenüberstellt und ggf. plastische Verformungsanteile ermittelt. Die Form der Fließfläche stellt dabei im Hauptspannungsraum einen Kegel dar, dessen Ursprung in Abhängigkeit von der Kohäsion  $c$  im Zugbereich liegt und dessen Öffnungswinkel die spannungsabhängige Festigkeit (Reibungswinkel  $\varphi$ ) wiedergibt. Die nicht assoziierte Fließregel kann bei entsprechender Wahl der Berechnungsparameter dilatantes sowie kontraktantes Verhalten abbilden. Weil bei dem gegenständlichen Projekt i. W. Entlastungsvorgänge relevant sind, war die Einführung einer Verfestigungsregel verzichtbar.

Die Materialparameter für die Baugrundsichten orientieren sich an den Angaben aus dem Baugrundgutachten bzw. wurden aus dort dokumentierten Feld- und Laborversuchen abgeleitet und durch Erfahrungswerte, bspw. für den Dilatanzwinkel, ergänzt. Die Abschätzung der Entlastungs- und Widerbelastungsmoduln erfolgte zunächst mit erfahrungsgemäßen Korrelationen zu den Versuchswerten (SCHANZ, VERMEER, BONNIER, 1999) und wurde danach baubegleitend durch Rückrechnung und iterativem Fitting anhand der Verformungsmessergebnisse aus den ersten Bauphasen optimiert, um eine wirklichkeitsnahe Verformungsprognose für den Endaushubzustand berechnen zu können. Die Baugrundparameter für die letzten Rechenläufe sind in der Tabelle 2c zusammengefasst.

Die Materialeigenschaften der Konstruktionselemente wurden linear elastisch mit Hilfe des Hookeschen Gesetzes abgebildet. Die Parameter wurden den statischen Berechnungen und bzw. den einschlägigen Normen und Regelwerken entnommen. Die Ankerlitzen und GEWI-Stäbe selbst wurden als 1-dimensionale parametrisierbare Stabelemente modelliert.

Tabelle 2 a-c: FEM, Querschnittswerte und Materialparameter

<u>Querschnittswerte</u>						
Bohrpfahl	Durchmesser d [cm]	Flächenmom. I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	Ersatzbr. Wandelem. b [cm]			
	40	125664	33,5			
Anker / GEWI	Durchmesser Ø	Nennfläche A [mm <sup>2</sup> ]	Verankerungskörper Ø	Festlegekraft [kN]	max. Last (Loadstep) [kN]	Bemerk.
1. Ankerlage	0,60"	3 x 140	17 cm	136 (LS 8) <sup>*)1</sup>	151 (LS 14)	*)1 – iter. Anpassung an gem. Kopfverformung
2. Ankerlage	0,60"	2 x 140	17 cm	216 (LS 11)	236 (LS 16)	
GEWI-Unterf.	40 mm	1257	15 cm	0 (LS 9)	1,0 (LS 16)	
<u>Materialparameter</u>						
linear elast.						
Hooke	E-Modul E [kN/m <sup>2</sup> ]	Querdehnung ν [-]	Wichte γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Bemerk.		
Bohrpfahlwand	2,67·10 <sup>7</sup>	0,18	25			
Anker-Litzen	1,95·10 <sup>8</sup>	0,30	1			
GEWI-Stab	2,1·10 <sup>8</sup>	0,30	1			
Verankerungsk.	4,5·10 <sup>6</sup> <sup>*)2</sup>	0,18	25	*)2 – vgl. Z 0,8 Zement-Susp. CEM I/II (W/F=0,8)		
Keller / MW Fundament	1,2·10 <sup>6</sup>	0,18	20			
Baugrund, nichtlinear						
Drucker-Prager	Steifemodul Es [kN/m <sup>2</sup> ]	Querdehnung ν [-]	Wichte γ/γ' [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c [kN/m <sup>2</sup> ]	Dilatanzwinkel ψ [°]
Auffüllung	20.000	0,35	18 / 9	27,5	0 (1)	1/6-φ
Ton, u, o/h	15.000	0,40	20 / 10	23,0	5	1/6-φ
Ton, steif	40.000	0,40	19 / 9	25,0	10	1/6-φ
Ton, halbfest	40.000	0,40	19 / 9	25,0	10	1/6-φ
Ton, fest	40.000	0,40	19 / 9	25,0	10	1/3-φ

### 3.3 Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens

Für die Berechnung bzw. Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens wurde der gesamte Bauablauf einschließlich der Primärspannungszuständen in 16 Bauphasen bzw. Lastschritte geteilt. Die Simulation erfolgte mit den üblichen Methoden, wie Austausch der Elemente bzw. Materialwechsel und Deaktivierung der Aushubelemente z. B. mit Hilfe der ‚birth and death‘-Option (ANSYS, 1994).

Ablaufsteuerung der Berechnung („loadsteps“):

- \* LS 1 Primärspannungszust., ohne konstruktive Elemente
- \* LS 2 Primärspannungszust.2, mit ständigen Lasten aus Bebauung (links u. rechts)
- \* LS 3 Rückbau Bebauung, links
- \* LS 4 Bohrpfahlwand einbauen
- \* LS 5 1. Aushub 83,05 mNN
- \* LS 6 1. Ankerlage einbauen
- \* LS 7, 8 1. Ankerlage vorspannen (0,9-fache Gebrauchslast)
- \* LS 9 GEWI einbauen
- \* LS 10 2. Aushub 80,70 mNN
- \* LS 11 Wasser Lenzen, links bis 80,70 mNN
- \* LS 12 2. Ankerlage einbauen
- \* LS 13, 14 2. Ankerlage vorspannen (0,9-fache Gebrauchslast)
- \* LS 15 Wasser Lenzen, links bis 78,45 mNN
- \* LS 16 Endaushub 78,45 mNN

Neben den Vorteilen der numerischen Stabilität und Rechengenauigkeit lässt die feine Aufteilung des Bauablaufs in einzelnen Bauphasen für das nachfolgende ‚Postprocessing‘ auch die Bildung von Differenzzuständen zwischen den Lastschritten zu. Dieses war hier vorteilhaft, da die Messmittel oder Beobachtungspunkte nicht schon vor dem Baubeginn installiert wurden oder werden konnten und einzelne Bauphasen darüber hinaus getrennt voneinander betrachtet werden konnten.

Die Ergebnisse der Deformationsanalyse werden nachfolgend lediglich beispielhaft für maßgebende Bauphasen erläutert und mit den Messwerten verglichen.

### **3.4 Ergebnisse der Deformationsanalyse zur Baufeldberäumung**

Die Verformungsberechnungen zeigen aufgrund des Rückbaus der Nachbarbebauung und der Baufeldfreimachung (LS 3) Entlastungshebungen an dem angrenzenden Fundament der Giebelwand der Durchfahrt bis ca. 3 mm und keine bzw. geringe Setzungen der Kellerfundamente der Bestandswohnbebauung. Die berechneten Horizontalverformungen fallen ebenfalls erwartungsgemäß entsprechend gering aus: bis 2 mm in den weichen Auffüllungen unterhalb des Giebelwandfundamentes und max. bis 1 mm unter der Kellergründung.

Rückbaubegleitende Messungen zw. Validierung der numerischen Berechnungen lagen nicht vor. Die dafür notwendigen Beobachtungspunkte und Messmarken wurden bauseits nach dem Rückbau der Bestandsbebauung und nach der Herstellung der Bohrpfahlwand bzw. aushubbegleitend installiert und eingemessen.

Deformationen in vorbeschriebener Größenordnung sind erfahrungsgemäß realistisch und insbesondere bei den gegenständlichen Baugrundverhältnissen unvermeidbar. Praxisüblich werden etwaige Schäden, i.d.R. malermäßig, beseitigt. Konkret bei dem Gebäude wurden im Rahmen der Beweissicherung diverse kleinere Schäden dokumentiert, die während des Abbruchs des benachbarten Altbestandes und der Beräumung des Baufeldes offenkundig wurden und mit den Baugrund- und Gebäudeeigenschaften bzw. dem berechneten Deformationsbild des Baugrundes erklärt werden können.



Abbildung 3: Aushub nach Bohren u. Einbau der 1. Ankerlage

### 3.5 Ergebnisse der Deformationsanalyse für Herstellung der Baugrube

Nach dem vorbeschriebenen Rückbau wurden infolge des weiteren Aushubes bis 83,0 mNN (LS 3 bis LS 5) erste Horizontalverformungen des Bohrpfahlwandkopfes von ca. 3 mm und zusätzliche Horizontalverformungen des Giebelwandfundamentes und der Kellergründung von ca. 2 mm in Richtung Baugrube berechnet (vgl. Abbildung 4). Die Berechnungen zeigen dazu geringe Vertikalverformungen am Giebelwandfundament von max. 2 mm Hebungen aus Entlastung und bei den Kellerfundamenten von ca. 0 mm.

Das berechnete Verformungsverhalten wurde durch die baubegleitende Messung an den Messpunkten im Detail bestätigt. Die gute Übereinstimmung wurde mit Hilfe der oben beschriebenen Parameteroptimierung, iterativem Fitting, anhand der Verformungsmessergebnisse der vorherigen Bauphasen erreicht.

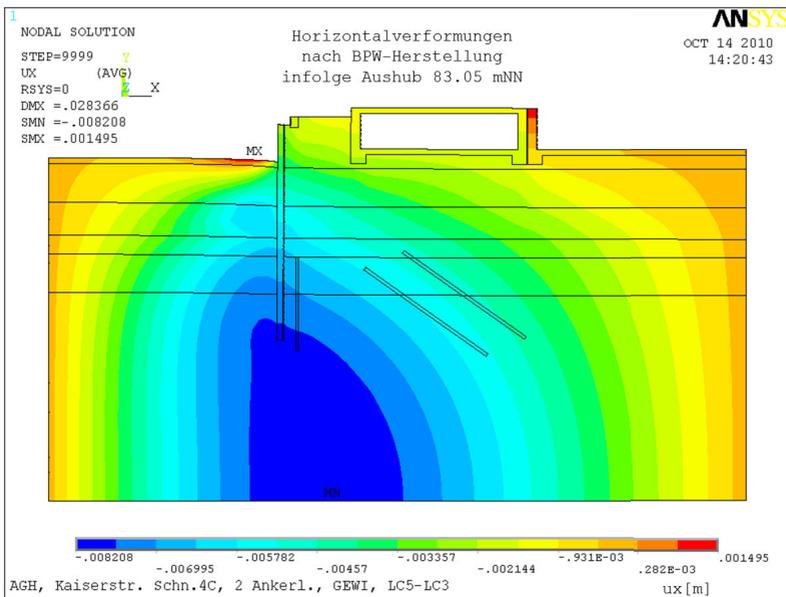


Abbildung 4: zusätzl. Horizontalverformungen infolge Aushub bis 83,0 mNN

Nach dem vg. Baugrubenaushub wurden an einzelnen Messpunkten Verformungen festgestellt, die eindeutig bautechnischen Einflüssen infolge Kampfmittelsondierungen, Herstellung der oberen Ankerlage und der GEWI-Pfähle zugeordnet werden konnten.

Diese Effekte können jedoch mit den numerischen Berechnungen nicht abgebildet werden. Eine Differenzierung der einzelnen Bau- und Berechnungsschritte beim Vergleich mit den Messungen war daher für die weiteren Bewertungen erforderlich.

Die Berechnungen zeigen im Weiteren, nach dem vg. Baugrubenaushub und infolge des Vorspannens der ersten Ankerlage mit dem 0,9-fachen der rechnerischen Gebrauchslast der Ausführungsstatik (LS 5 bis LS 8), geringe relative horizontale Rückverformungen der Baugrubenwand und des Giebelwandfundamentes von rund 3 mm, welche durch die Messungen insgesamt bestätigt wurden.

Infolge des weiteren Baufortschrittes, nach dem Vorspannen der oberen Ankerlage bis zum Endaushub von 78,5 mNN (LS 8 bis LS 16), zeigen die Berechnungen zusätzliche relative Horizontalverformungen am Kopf der Baugrubenwand von ca. 5 mm und am Giebelwandfundament von ca. 4 mm sowie im Bereich der Kellergründung von 4 bis 2 mm in Richtung Baugrube (vgl. Abbildung 5).

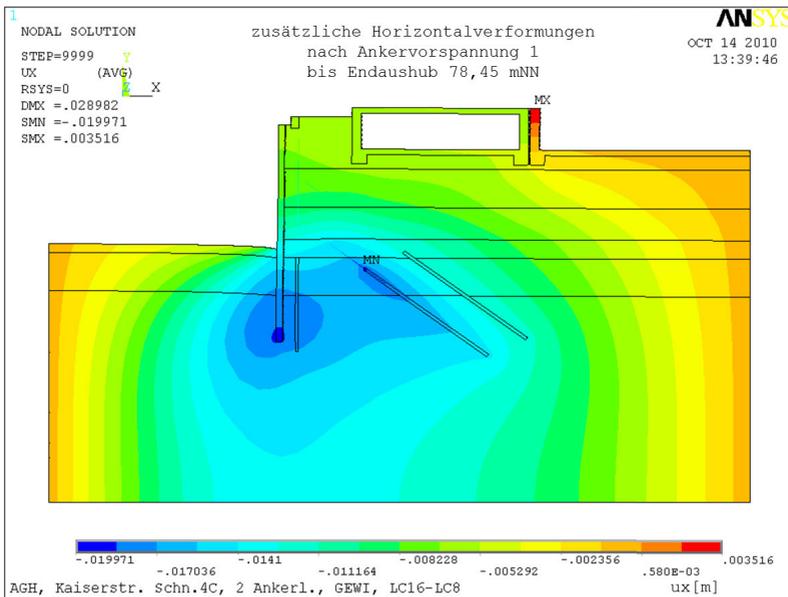


Abbildung 5: zusätzl. Horizontalverformungen bis Endaushub 78,45 mNN

Die zusätzlichen Vertikalverformungen werden nach dem Vorspannen der oberen Ankerlage infolge des weiteren Baufortschrittes bis zum Endaushub von 78,5 mNN (LS 8 bis LS 16) am Giebelfundament und im Bereich der Durchfahrt mit max. – 1 mm (Setzungen) und unter den Kellergründungen mit – 1 bis - 10 mm (Setzungen) berechnet. Das berechnete Verformungsverhalten wurde durch die baubegleitende Messung an den Messpunkten insgesamt bestätigt.

#### **4 Geotechnisches Beobachtungsprogramm und Monitoring**

Bei dem geodätischen-geotechnischen Beobachtungsprogramm wurden neben einem Riss-Monitoring im Gebäude die Horizontal- und Vertikalverformungen von Messpunkten an der Giebelwand der Durchfahrt und an den Fundamenten sowie an Bohrpfählen der Baugrubensicherung und die Schiefstellung von Bauwerksteilen baubegleitend gutachterlich überwacht.

Die hochbaustatisch festgelegten Eingreif- und Alarmwerte der Verformungen wurden während der Bauphasen der Spezialtiefbaugewerke bei keinem Bauzustand überschritten. Die Deformationsprognose mit Hilfe der numerischen Berechnungen wurden durch die baubegleitende Messung an den Messpunkten insgesamt bestätigt, welche erwartungsgemäß deutlich geringer als die ausgewiesenen Verformungen der Ausführungsstatik für den Grenzzustand 1 waren.

Die sichere, während der Bauausführung umgeplante Abfangung des Baugrubenanrainers in der VdW – Bauweise war durch die konstruktive Zusammenarbeit aller Baubeteiligten und mit Hilfe eines engmaschigen baubegleitenden Beobachtungsprogramms ohne wesentlichen Verzug und weitere maßgebliche Schädigung der Bestandswohnbebauung realisierbar.

## Literatur

**Schanz, T.;** Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 4, *geotechnik 29 (2006), Nr. 1, S. 13 – 27, Verlag Glückauf GmbH, Essen* und

Standsicherheitsberechnungen von Baugruben – Berechnungsbeispiele, Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", *geotechnik 29 (2006), Nr. 4, S. 359 – 368, Verlag Glückauf GmbH, Essen*

**Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.;** The hardening –soil model: Formulation and verificatio. In *R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Coputational Geotechnics, Balkema, rotterdam. 281-290, 1999*

**ANSYS User's Manual;** Volume I (Procedere) – IV (Theory), Swanson Analysis Systems, Inc., Huston, USA (1994), updated

## Autoren

---

Dipl.-Ing. Jens Mühlmann

J.Mühlmann@RuP-Geotechnik.com

PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ UND PARTNER

BERATENDE INGENIEURE F. GEOTECHNIK GMBH

www.RuP-Geotechnik.com

Nußbergstr. 17, D-38102 Braunschweig

Tel.: 0531 70 136 14

Dipl.-Ing. Hans-Dieter Lukas

Hans-Dieter.Lukas@deutschebahn.com

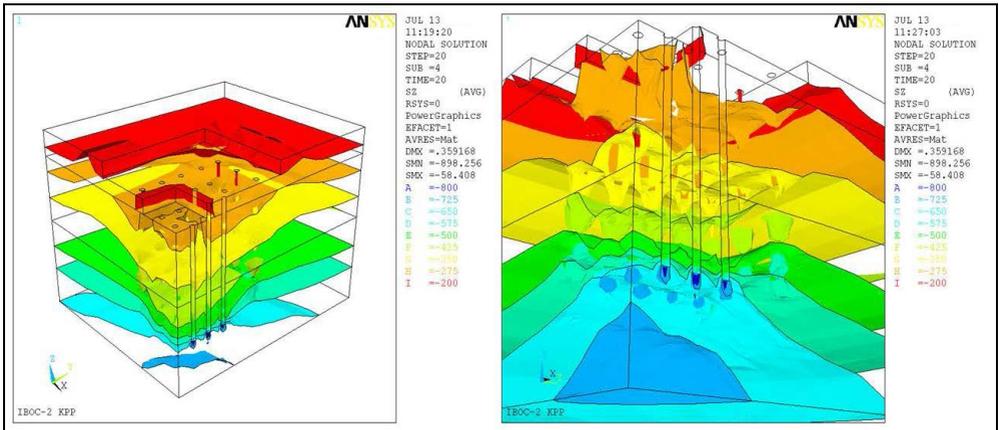
DB ProjektBau GmbH

<https://dbprojektbau.dbnetze.com>

Königstraße 57, D-47051 Duisburg

Tel.: 0203 3017-3840

Die Ingenieurgesellschaft PROF. RODATZ UND PARTNER entwickelt und realisiert Erkundungs- u. Messkonzepte sowie Nachweismethoden und bautechnische Entwürfe für die wirtschaftliche Dimensionierung, Herstellung und Überwachung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus.



Geotechnische Erkundungen und Messungen der Interaktion Baugrund - Bauwerk werden unter Berücksichtigung der Bauverfahren auf mathematisch-statistischer Grundlage ausgewertet sowie mess- und ingenieurtechnisch beurteilt. Die Bewertung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit von Gründungskonstruktionen sowie die Nachrechnung und Interpretation bspw. von Pfahl-Probebelastungen zur Parameteridentifikation erfolgt u. a. mit FE-Methoden.

Für ausführliche Informationen stehen als Ansprechpartner gerne zur Verfügung:

Dipl.-Ing. W. Oltmanns      Mobil: (01 71) 5 33 77 22      Tel.: (05 31) 7 01 36 - 11  
Dipl.-Ing. J. Mühlmann      Mobil: (01 71) 5 33 77 23      Tel.: (05 31) 7 01 36 - 14



# **Zugpfahlverankerungen von Unterwasserbetonsohlen – Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit**

Steffen Kinzler, Karl Morgen

WTM Engineers, Hamburg, Deutschland

## **1 Einleitung**

Pfähle als Rückverankerungselemente von Unterwasserbetonsohlen sind häufig eingesetzte Bauelemente zur Auftriebssicherung hoch liegender dichtender Sohlen von Baugruben oder Schleusenammern gegen drückendes Grundwasser. Die sogenannte Trogbaugrube gilt aufgrund des Entfalls von Grundwasserhaltungsmaßnahmen als grundwasserschonende Bauweise und wird u.a. aus diesem Grund bei Gründungsarbeiten unterhalb des Grundwassers häufig eingesetzt. Mit Pfählen rückverankerte Unterwasserbetonsohlen sind hinsichtlich Planung und Ausführung anspruchsvolle Ingenieurbauwerke.

Die Nachweisführung gegen Versagen im Baugrund (Grenzzustand GEO) bzw. gegen Versagen infolge Aufschwimmen (Grenzzustand UPL) ist in (DIN EN 1997-1, 2009) umfassend geregelt. Hinsichtlich der Nachweise der Grenzzustände in tragenden Bauteilen ist zwischen Pfahl und Sohle zu unterscheiden. Während gängige Pfahlsysteme i.d.R. durch Zulassungen oder Bauartnormen erfasst sind, sind die Bemessungsgrundsätze für unbewehrte Sohlen in der Literatur bislang nicht zusammenfassend geregelt.

Kern des vorliegenden Beitrags ist der Nachweis unbewehrter Unterwasserbetonsohlen im Grenzzustand STR. Für diesen wird zunächst ein statisches Gewölbemodell für den Lastabtrag der Unterwasserbetonsohle vorgestellt. Neben dem Nachweis der Sohle im Feld wird auch der lokale Lasteintrag der Sohle in die Pfähle diskutiert. Die Lastaufteilung des Gewölbemodells wird anhand numerischer Berechnungen validiert.

Die Nachweisführung gegen ein Versagen im Baugrund ist bei (HETTLER/MORGEN, 2008) sowie bei (KINZLER/MORGEN, 2014) ausführlich dargestellt und wird daher an dieser Stelle lediglich kurz angerissen. Die Anwendung des Gewölbemodells an einem praktischen Beispiel ist ebenfalls in (KINZLER/MORGEN, 2014) dargestellt.

## **2 Nachweise nach DIN EN 1997**

### **2.1 Identifikation und Klassifizierung der Versagensmechanismen**

Die möglichen Versagensmechanismen rückverankerter Betonsohlen sind unterschiedlichen Grenzzuständen zugeordnet. Es wird zwischen geotechnischen Nachweisen und Bauteilnachweisen unterschieden.

Der Nachweis gegen Versagen infolge Aufschwimmen ist dem Grenzzustand UPL zugeordnet. Neben dem Eigengewicht der Konstruktionselemente wird i.d.R. auch das Eigengewicht des angehängten Bodenkörpers für den Standsicherheitsnachweis in Ansatz gebracht. Um den angehängten Bodenkörper zu mobilisieren, ist der Nachweis gegen Versagen der Pfähle infolge Herausziehen aus dem umgebenden Baugrund zu erbringen. Dieser ist dem Grenzzustand GEO-2 zugeordnet. Weiterhin sind die Nachweise gegen inneres Versagen der am Lastabtrag beteiligten Bauteile sowie die Lastübertragung der Sohle in den Pfahl im Grenzzustand STR zu erbringen.

### **2.2 Nachweis gegen Versagen infolge Aufschwimmen (Grenzzustand UPL)**

Um einen Verlust der Lagesicherheit infolge Aufschwimmen mit hinreichender Sicherheit auszuschließen ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Kombination ständiger und veränderlicher destabilisierenden Einwirkungen kleiner oder gleich dem Bemessungswert der ständigen stabilisierenden Einwirkungen ist.

Die auf rückverankerte Betonsohlen wirkende hydraulische Auftriebskraft stellt i.d.R. die einzige destabilisierende Einwirkung bei der Bemessung von Unterwasserbetonsohlen dar.

Auf Seite der stabilisierenden Einwirkungen wirkt das Eigengewicht der Konstruktion sowie das Eigengewicht des angehängten Bodenkörpers. Die Geometrie des angehängten Bodenkörpers kann gemäß (DIN 1054, 2010) ermittelt werden. Die bei der Ermittlung der stabilisierenden Einwirkungen beteiligten Wichten sind mit ihrem unteren charakteristischen Wert zu berücksichtigen.

Bei Ansatz von Scherkräften ebenso wie beim Ansatz des Eigengewichtes vorwiegend vertikaler Bauteile auf Seite der stabilisierenden Einwirkungen ist deren Kraftangriff zu beachten. Abhängig von der Geometrie des Bauteils bzw. der Wirkungsfläche der

Scherkraft ist im Einzelfall zu unterscheiden, ob diese global oder lokal für den Nachweis der Auftriebssicherheit in Ansatz gebracht werden dürfen. Dieser Sachverhalt wird umfassend in (HETTLER/MORGEN, 2008) diskutiert.

### **2.3 Nachweis der Verankerungselemente (Grenzzustände STR und GEO-2)**

Als Verankerungselemente kommen i.d.R. Zugpfähle zum Einsatz. Um ein Versagen gegen Herausziehen mit hinreichender Sicherheit auszuschließen ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Zugbeanspruchung eines Einzelpfahls kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Herausziehwiderstandes eines Einzelpfahls ist. Die Durchführung statischer Probelastungen zur Bestimmung des Herausziehwiderstandes werden gemäß (DIN EN 1997-1, 2009) generell empfohlen, bei auf Zug beanspruchten verpressten Mikropfählen sind diese nach (DIN 1054, 2010) zwingend erforderlich.

Um ein inneres Versagen mit hinreichender Sicherheit auszuschließen ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Krafteinwirkung kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Materialwiderstands des Pfahls ist. Bezüglich der Ermittlung des Materialwiderstandes für die Nachweisführung im Grenzzustand STR verweist (DIN EN 1997-1, 2009) auf die jeweilige Bauartnorm. Zugglieder aus Baustahl werden dementsprechend gemäß (DIN EN 1993-1-5, 2010), Zugglieder aus Betonstahl gemäß (DIN EN 1992-1-1, 2011) bemessen.

## **3 Nachweise nach DIN EN 1992-1-1**

### **3.1 Tragverhalten der Unterwasserbetonsohle**

Der Standardfall einer rückverankerten Betonsohle ist die unbewehrte Unterwasserbetonsohle, deren Auftriebssicherheit durch den Abtrag der Vertikallasten über Zugverankerungen sowie in den Randbereichen ggf. über die Baugrubenumschließung gegeben ist. Der statische Nachweis der Betonsohle kann dann unter Zugrundelegung eines Druckgewölbemodells geführt werden.

Beim statischen Nachweis von Unterwasserbetonsohlen kommt der Festlegung der charakteristischen Werte der Bauteilabmessungen nach (DIN EN 1997-1) besondere Bedeutung zu. Herstellbedingte Toleranzen sind durch den Entwurfsverfasser sinnvoll zu

wählen und bei der Bauteilbemessung zu berücksichtigen. Anhaltspunkte für die Festlegung der Toleranzen finden sich bei (KINZLER/MORGEN, 2014). Eine Veranschaulichung der Toleranzen zeigt Abbildung 1.

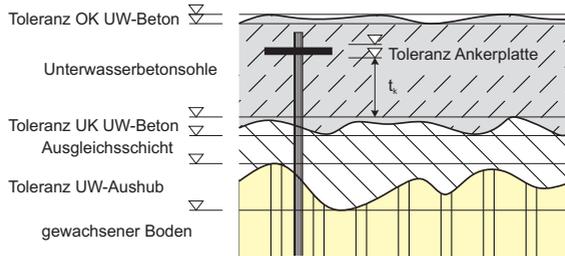


Abbildung 1: Bauteilabmessungen und Toleranzen für Unterwasserbetonsohlen

Während der Nachweis im Grenzzustand STR für die Bauteilabmessungen unter ungünstigem Ansatz der Toleranzen zu erbringen ist (lokale Betrachtung), dürfen nach Auffassung der Verfasser für den Nachweis im Grenzzustand UPL die mittleren Bauteilabmessungen in Ansatz gebracht werden (globale Betrachtung).

Eine wirtschaftliche Bemessung kann unter Zugrundelegung eines räumlichen Gewölbemodells zwischen den Rückverankerungselementen erreicht werden. Der dabei entstehende Gewölbeschub führt zu einer Drucknormalkraft in Ebene der Sohlplatte und ermöglicht eine wirtschaftliche Bemessung des räumlich begrenzten Lasteinleitungsbereiches durch Ansatz einer erhöhten Betondruckfestigkeit infolge mehrachsiger Druckbeanspruchung.

Abmessungen und Beanspruchungen der Gewölbe sind im Folgenden durch entsprechende Fußzeiger ( $D$  bzw.  $O$ ) dargestellt. Alle Betrachtungen erfolgen mit dem Ziel einer numerischen Modellierung auf der Grundlage charakteristischer Werte. Für den Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten wird auf (KINZLER/MORGEN, 2014) verwiesen.

Im Folgenden werden die Zusammenhänge für ein quadratisches Raster der Rückverankerungselemente hergeleitet, s. Abbildung 2 a). Die Gewölbegeometrie wird dabei zunächst ausgehend von der charakteristischen Dicke der Betonsohle  $t_k$  für Orthogonal- und Diagonalgewölbe mit einer Gewölbedicke  $d$  und einem Bogenstich  $s$  wie folgt gewählt, s. Abbildung 2 b).

$$d = t_k / 2 \tag{1}$$

$$s = 2/3 \cdot t_k \tag{2}$$

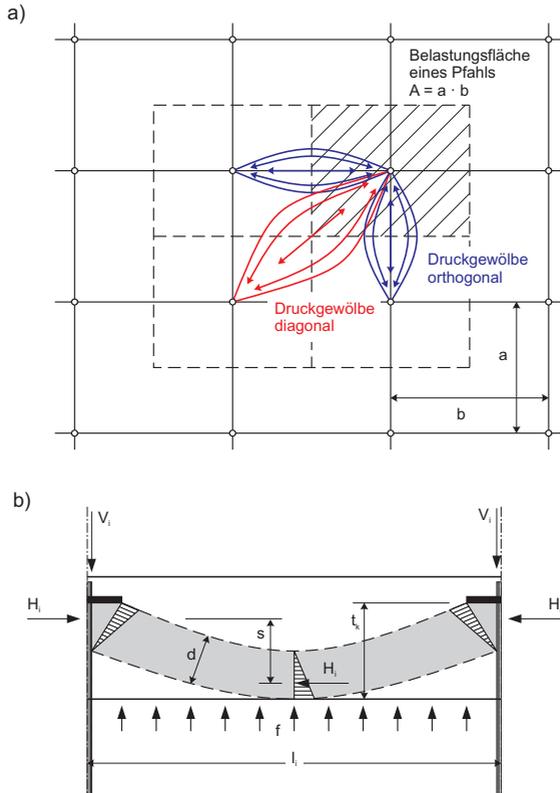


Abbildung 2: Tragmodell für den Lastabtrag rückverankerter Betonsohlen. a) Gewölbebil-  
dung Grundriss (Ausschnitt); b) ebener Schnitt in Anlehnung an (BALDAUF/TIMM, 1988).

Die Spannweiten  $l_i$  der Druckgewölbe ergeben sich ebenso wie die im Gewölbestich für die Aufnahme der Spannungen verfügbaren Querschnittsbreiten  $b_i$  aus dem gewählten Verankerungsraster  $a$  wie folgt.

$$l_o = a \tag{3a}$$

$$l_D = a \cdot \sqrt{2} \tag{3b}$$

$$b_o = l_o \cdot \tan 22,5^\circ \tag{4a}$$

$$b_D = l_D \cdot \tan 22,5^\circ \quad (4b)$$

Die Einwirkung  $f$  auf die rückverankerte Betonsohle ergibt sich aus der Differenz der vertikal destabilisierenden und der vertikal stabilisierenden Einwirkungen.

Grundsätzlich ist zu beachten, dass die Einwirkung  $f$  eine geotechnische Einwirkung darstellt und die daraus resultierenden Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation STR nach (DIN EN 1997-1, 2009) in Bemessungswerte zu überführen sind.

Bezogen auf den Lastabtrag ist aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten von Diagonal- und Orthogonalgewölbe davon auszugehen, dass die Orthogonalgewölbe gegenüber den Diagonalgewölben stärker am Lastabtrag beteiligt sind. Dieser Sachverhalt wird durch Einführung eines Faktors  $\eta$  bei der Ermittlung der Lastanteile der einzelnen Gewölbe berücksichtigt. Zur Wahl des Faktors  $\eta$  siehe Abschnitt 5.

Die Lastanteile  $F$  der einzelnen Gewölbe ergeben sich wie folgt.

$$F_O = f \cdot l_O^2 / 2 \cdot \eta \quad (5a)$$

$$F_D = F_O \cdot (1 - \eta) / \eta \quad (5b)$$

Die Belastung der Druckgewölbe wird entsprechend den Lasteinzugsflächen als dreiecksförmig angenommen. Die Lasteinzugsflächen sowie das statische Ersatzsystem der Druckbögen unter Ausnutzung der Symmetrie sind in Abbildung 3 dargestellt.

Die resultierende Horizontalbeanspruchung  $H_i$  infolge Gewölbeschub und die resultierende Vertikalbeanspruchung  $V_i$  ergeben sich für Orthogonal- und Diagonalgewölbe wie folgt.

$$H_O = F_O \cdot l_O / (6 \cdot s) \quad (6a)$$

$$H_D = F_D \cdot l_D / (6 \cdot s) \quad (6b)$$

$$V_O = F_O / 2 \quad (7a)$$

$$V_D = F_D / 2 \quad (7b)$$

Nach Ermittlung der Horizontal- und Vertikalbeanspruchung können die Nachweise des unbewehrten Betons im Bogenscheitel sowie an den Auflagerpunkten geführt werden.

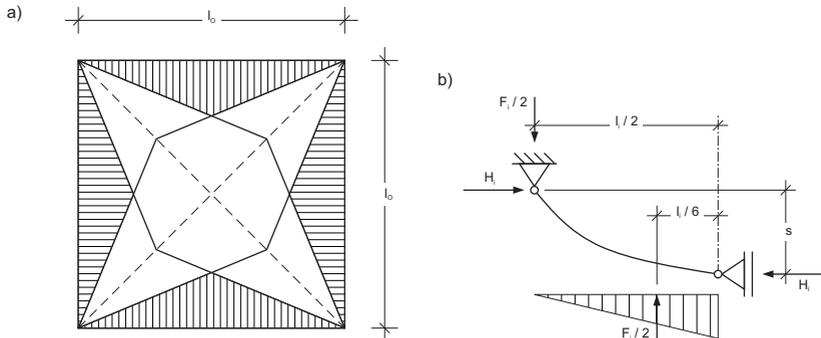


Abbildung 3: a) Lasteinzugsflächen Orthogonalgewölbe; b) Statisches Ersatzsystem Druckbogen.

### 3.2 Nachweis der Betonsohle (Grenzzustand STR)

Die Nachweise der Betongewölbe für die unbewehrte Betonsohle erfolgen auf Grundlage von (DIN EN 1992-1-1, 2011), Abschnitt 12.

Aufgrund der geringeren Duktilität des unbewehrten Betons ist der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung gegenüber dem Ansatz von  $\alpha_{cc} = 0,85$  für bewehrten Beton auf  $\alpha_{cc,pl} = 0,70$  abzumindern.

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit für unbewehrten Beton ergibt sich wie folgt.

$$f_{ed,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot f_{ck} / \gamma_C \quad (8)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in (DIN EN 1992-1-1/NA, 2013), 2.4.2.4(1) festgelegt und in Tabelle 1 dargestellt. Die Teilsicherheitsbeiwerte unterscheiden nicht mehr wie in bislang zwischen bewehrtem und unbewehrtem Beton.

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Beton im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bemessungssituation	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_C$ für Beton
ständig und vorübergehend	1,50
außergewöhnlich	1,30

Der Nachweis des Betongewölbes im Bogenscheitel erfolgt über den Nachweis der aufnehmbaren Drucknormalkraft  $N_{Rd}$  unter Berücksichtigung der Modellgeometrie gemäß (DIN EN 1992-1-1, 2011) wie folgt.

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2 \cdot e / h_w) \quad (9)$$

Mit den wie vor gegebenen Definitionen für Querschnittsdicke und Lastausmitte bezogen auf das Druckgewölbe nach Bild 3 b) vereinfacht sich Gl. (9) wie folgt.

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot t_k / 3 \quad (9a)$$

Für den Bogenscheitel ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der resultierenden Horizontalkomponente der Gewölbeschubkraft kleiner oder gleich der aufnehmbaren Normalkraft ist.

Neben dem Nachweis des Betongewölbes im Bogenscheitel ist der Spannungsnachweis an den punktförmigen Auflagern der Unterwasserbetonsohle zu führen. Punktförmige Auflager sind z.B. Ankerplatten von Mikropfählen oder Schubknaggen von Stahlprofilen.

Ankerplatten für Mikropfähle sind meist durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelte Bauprodukte. Die erforderlichen Nachweise für andere Anschlusskonstruktionen sind z.B. nach (WOLFF, 1998) zu führen.

Gängige Zulassungen für Mikropfahlsysteme schreiben für die Verankerung in Beton generell den Einbau von Spaltzugbewehrung vor. Bei rückverankerten Betonsohlen ist der Einbau von Spaltzugbewehrung aufgrund des Lastabtrages jedoch nicht erforderlich. Über die Ankerplatte erfolgt keine konzentrierte Lasteinleitung in den Beton wie z.B. bei dem Modell der Teilflächenpressung. Vielmehr „stützen“ sich die idealisierten Gewölbe auf der Ankerplatte ab.

Im Auflagerbereich herrscht aufgrund der Neigung der Druckspannungen aus den Gewölbe ein mehrachsiger, näherungsweise radialsymmetrischer Spannungszustand, infolge dessen gemäß (DIN EN 1992-1-1, 2011) eine höhere Betondruckfestigkeit  $f_{ck,c}$  für den Nachweis zugrunde gelegt werden darf. Ausgangspunkt für die Ermittlung der erhöhten Betondruckfestigkeit  $f_{ck,c}$  ist die effektive Querdruckspannung  $\sigma_2$  infolge der Querdehnungsbehinderung. Die ansetzbare Betondruckspannung ergibt sich wie folgt.

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für} \quad \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (10a)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für} \quad \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (10b)$$

Als geometrisches Modell für die Anwendung dient ein Kegel unterhalb der Ankerplatte, auf dessen Mantelfläche der radialsymmetrisch verteilte Gewölbeschub aus Orthogonal- und Diagonalgewölbe wirkt. Horizontal- und Vertikalkomponente ergeben sich aus der Summe der Kräfte am betrachteten Punkt gemäß Gl. (10) und Gl. (11) bezogen auf die Mantelfläche des Kegels.

Die Mantelfläche des Kegels ergibt sich wie folgt.

$$A_M = \pi \cdot r \cdot d \quad (11)$$

Die Betondruckspannungen  $\sigma_H$  und  $\sigma_V$  am Kegelrand ergeben sich unter Ansatz einer dreiecksförmig verteilten Spannung am Kegelmantel wie folgt, s. Bild 5.

$$\sigma_H = 6 \cdot (H_O + H_D) / A_M \quad (12a)$$

$$\sigma_V = 6 \cdot (V_O + V_D) / A_M \quad (12b)$$

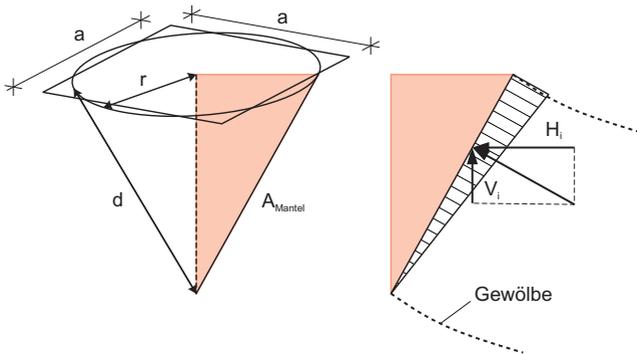


Abbildung 4: Berechnungsmodell für die Ermittlung der Spannungen an punktförmigen Auflagern.

Die Hauptnormalspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  ergeben sich definitionsgemäß wie folgt.

$$\sigma_1 = \max \{ \sigma_H; \sigma_V \} \quad (13a)$$

$$\sigma_2 = \min \{ \sigma_H; \sigma_V \} \quad (13b)$$

Unter Anwendung von Gl. (14b) wird mit  $\sigma_2$  die erhöhte charakteristische Betondruckfestigkeit ermittelt und für diese der Nachweis der Spannung  $\sigma_1$  geführt.

Die Ermittlung der erhöhten charakteristischen Betondruckfestigkeit erfolgt für charakteristische Einwirkungen. Der Nachweis der erhöhten Betondruckspannung erfolgt in einer nachlaufenden Berechnung unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte. Die Grenzzustandsbedingung ergibt sich wie folgt.

$$f_{Ed}(\sigma_{1,d}) \leq f_{cd,c}(\sigma_{2,k}) \quad (14)$$

#### **4 Beispiel**

Eine ausführliche Beispielrechnung findet sich in (KINZLER/MORGEN, 2014).

#### **5 Validierung der Aufteilung in Diagonal- und Orthogonalgewölbe**

Die steifigkeitsbezogene Aufteilung der Einwirkungen auf ein Feld der Unterwasserbetonsohle auf Orthogonal- und Diagonalgewölbe wird im Folgenden durch eine numerische Berechnung an einem dreidimensionalen Finite-Elemente Modell untersucht. Weiterhin werden die Ansätze aus Abschnitt 3 überprüft.

##### **5.1 Modellausschnitt und Randbedingungen**

Betrachtet wird ein Ausschnitt aus dem Mittelbereich einer rückverankerten Betonsohle. Unter Zugrundelegung eines quadratischen Pfahlrasters kann das numerische Modell unter Ausnutzung der Symmetrien durch Abbildung des Plattenfeldes zwischen vier Pfählen hinreichend genau abgebildet werden. Mögliche Auswirkungen der Randbereiche, in denen der aus dem Lastabtrag der Betonsohle resultierende Gewölbeschub z.B. durch einen Erdwiderstand hinter einer Verbauwand aufgenommen wird, werden durch das Modell nicht erfasst und sind ggf. gesondert zu untersuchen.

Die Modellrandbedingungen werden mittels Dirichlet-Randbedingungen durch Festhaltung der Randknoten in Richtung der Randnormalen als starre Auflager modelliert.

Den beispielhaft betrachteten Modellausschnitt sowie die Modellrandbedingungen zeigt Abbildung 5.

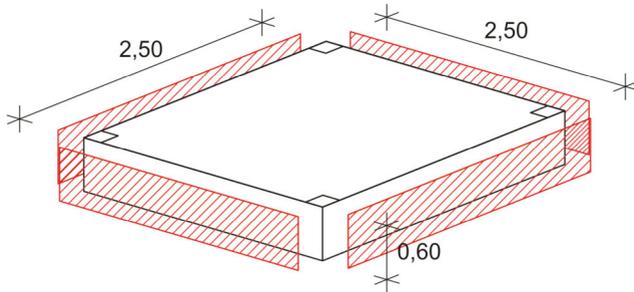


Abbildung 5: Modellausschnitt mit Abmessungen und Randbedingungen (rot schraffiert)

## 5.2 Modellierung der Betonsohle

Der Ansatz einer erhöhten Festigkeit des Betons bei mehraxialer Druckbeanspruchung, wie in Abschnitt 3.2 dargestellt, entspricht dem Verhalten, dass auch bei Boden beobachtet werden kann. Es ist daher naheliegend, das Materialverhalten des Betons mit einem linear elastischen / ideal plastischen Materialmodell mit spannungsabhängiger Fließbedingung abzubilden. Vereinfachend erfolgt dies für die durchgeführte Berechnung unter Anwendung des MOHR-COULOMB Stoffmodells.

Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit des Betons werden aus (DIN EN 1992-1-1, 2011) übernommen, die Querdehnzahl wird mit dem gängigen Erfahrungswert für Beton von 0,20 festgelegt.

Die äquivalenten Scherparameter der Betonsohle können unter Ansatz der MOHR-COULOMB Grenzbedingung direkt aus den charakteristischen Werten der Zylinderdruckfestigkeit des Betons abgeleitet werden.

Die MOHR-COULOMB Grenzbedingung ergibt sich nach Auflösen nach  $\sigma_1$  wie folgt.

$$\sigma_1 = \sigma_2 \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi / (1 - \sin \varphi) \quad (15)$$

Nach Einsetzen der beiden Bestimmungsgleichungen (10a) bzw. (10b) ergeben sich die Scherparameter des unbewehrten Betons in Abhängigkeit des Verhältnisses der kleineren Hauptspannungen zur charakteristischen Betondruckfestigkeit wie folgt.

$$\text{für } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad \varphi = 41,8^\circ \quad \text{und} \quad c = f_{ck} / (2 \sqrt{5}) \quad (16 a)$$

$$\text{für } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad \varphi = 25,4^\circ \quad \text{und} \quad c = 9 \cdot f_{ck} / (8 \sqrt{3}) \quad (16 b)$$

Der Reibungswinkel ist somit jeweils konstant, die Kohäsion ist abhängig vom charakteristischen Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons. Da die zweiachsige Beanspruchung der Betonsohle im hochbelasteten Auflagerbereich auftritt, werden die Scherparameter nach Gleichung (16 b) der numerischen Modellierung zugrunde gelegt. Die Unstetigkeit in der Festigkeitsmodellierung bei Implementierung von Gleichung (16 a) und (16 b) wird für den untersuchten Zusammenhang als nicht maßgebend betrachtet.

Tabelle 2: Materialparameter des MOHR-COULOMB Stoffmodell für Normalbeton C20/25

Materialparameter	Wert
$E$ [ kN/m <sup>2</sup> ]	30.000.000
$\nu$ [ - ]	0,20
$\varphi$ [ ° ]	25,4
$c$ [ kN/m <sup>2</sup> ]	12.990
$f_{ctm}$ [ kN/m <sup>2</sup> ]	2.200

### 5.3 Modellierung der Auflagerpunkte

Die Auflager der Betonsohle werden bei einer Verankerung mit Mikropfählen i.d.R. durch gekonkerte Ankerplatten gebildet. Für die beispielhaft untersuchte rückverankerte Betonsohle werden quadratische Pfahlkopfplatten gemäß den gängigen Zulassungen als Auflager im Modell berücksichtigt.

Die Pfahlkopfplatten werden vereinfachend mittels Dirichlet-Randbedingungen durch Festhaltung der entsprechenden Knoten als starre Auflager modelliert. Dadurch wird die Elastizität der Pfahlkopfplatten im Modell vernachlässigt. Dies wird jedoch aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse von Stahl zu Beton und aufgrund der gedrungenen Geometrie der Pfahlkopfplatten gemäß den gängigen Zulassungen als vernachlässigbar eingestuft.

Die beispielhafte Modellierung der Auflagerpunkte zeigt Abbildung 6.

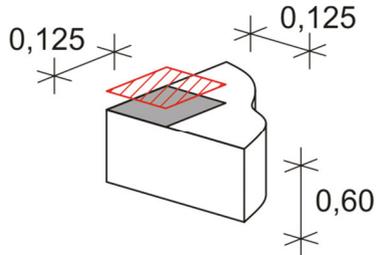


Abbildung 6: Modellierung der Auflagerpunkte

#### 5.4 Modellbildung

Die Betonsohle wird mittels 10-Knoten-Tetraederelementen mit quadratischem Verschiebungsansatz diskretisiert. Die Elementknoten weisen Verschiebungsfreiheitsgrade in alle Raumrichtungen auf, sofern nicht einzelne Freiheitsgrade durch entsprechende Randbedingungen unterbunden sind.

Die Diskretisierung an den Auflagerpunkten wird gegenüber dem Mittelbereich hinsichtlich der Elementgröße abgestuft, um die Auswirkung singulärer Punkte im Bereich der Auflagerränder hinsichtlich einer stabilen Berechnung zu minimieren.

Als Einwirkung wird beispielhaft eine Flächenlast von  $90 \text{ kN/m}^2$  auf die Unterseite des Modells aufgebracht.

#### 5.5 Ergebnisse

Als wesentliche Ergebnisse werden die Ergebnisplots der maximalen Hauptspannungen  $\sigma_1$  für die Darstellung ausgewählt. Diese sind als Auf- und Untersicht auf die Unterwasserbetonsohle in Abbildung 7 dargestellt. Die Spannungsspitzen infolge der Singularitäten wurden in der Darstellung durch eine geeignete Farbdarstellung unterdrückt.

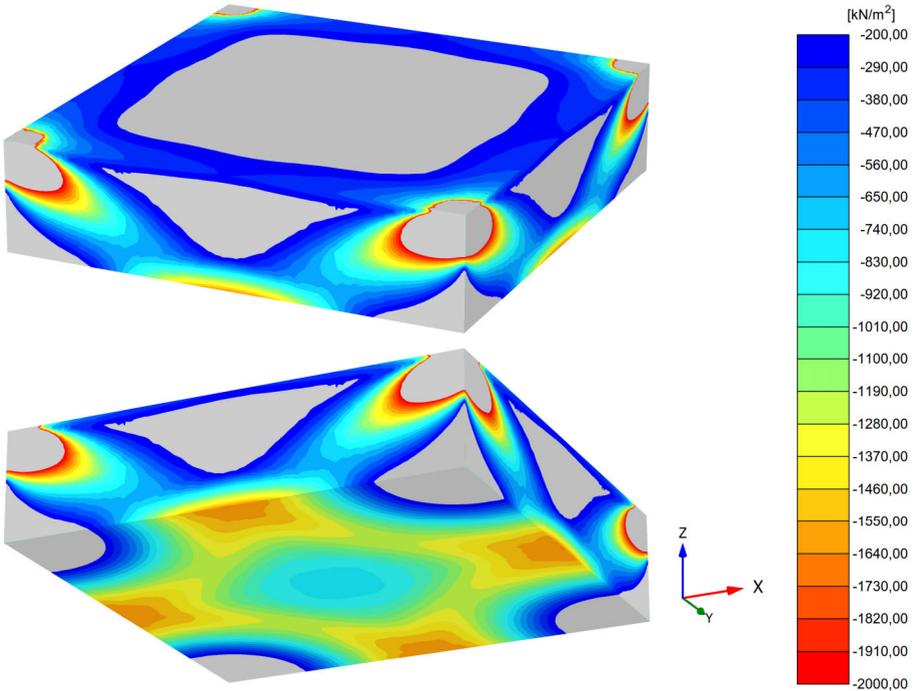


Abbildung 7: Hauptspannung  $\sigma_1$ ; oben: Sohlaufsicht; unten: Sohluntersicht

### 5.6 Validierung des Berechnungsmodells

Die Validierung des Berechnungsmodells erfolgt anhand der maximalen Hauptspannungen jeweils in Mitte des Orthogonal- und Diagonalgewölbes. Diese werden ins Verhältnis gesetzt und mit dem Verhältnis der Druckspannungen aus dem Beispiel aus (KINZLER/MORGEN, 2014) verglichen.

Aus der numerischen Berechnung ergeben sich

$$\sigma_{1,O,max,num} = 1.500 \text{ kN/m}^2 \quad (17a)$$

$$\sigma_{1,D,max,num} = 765 \text{ kN/m}^2 \quad (17b)$$

$$\sigma_{1,O,max,num} / \sigma_{1,D,max,num} = 1,96 \quad (18)$$

Aus der vereinfachten Betrachtung unter Anwendung der Formeln gemäß Abschnitt 3 ergeben sich die Horizontalbeanspruchungen infolge Gewölbeschub wie folgt.

$$H_O = 196,3 \text{ kN} \quad (19a)$$

$$H_D = 136,7 \text{ kN} \quad (19b)$$

Bezogen auf die Flächen

$$A_O = d \cdot b_O = 0,40 \cdot 1,036 = 0,414 \text{ m}^2 \quad (20a)$$

$$A_D = d \cdot b_D = 0,40 \cdot 1,464 = 0,586 \text{ m}^2 \quad (20b)$$

ergeben sich die maximalen Spannungen wie folgt.

$$\sigma_{1,D,max} = H_D / A_D = 2 \cdot 196,3 / 0,414 = 948 \text{ kN/m}^2 \quad (21a)$$

$$\sigma_{1,O,max} = H_O / A_O = 2 \cdot 136,7 / 0,586 = 467 \text{ kN/m}^2 \quad (21b)$$

$$\sigma_{1,O,max} / \sigma_{1,D,max} = 2,02 \quad (22)$$

Das Verhältnis der Spannungen aus dem vereinfachten Rechenmodell entspricht somit nahezu exakt dem Verhältnis der aus der numerischen Berechnung resultierenden Spannungen. Die Differenzen in der absoluten Größenordnung können auf Grundlage der vorliegenden Ergebnisse nicht abschließend bewertet werden. Um einen möglichen Einfluss der Modellierung ausschließen zu können, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wird ein vereinfachtes Modell für den Nachweis unbewehrter Unterwasserbetonsohlen im Grenzzustand STR vorgestellt. Mit Hilfe dieses Modells können sowohl der Nachweis der Sohle im Feld als auch der lokale Lasteintrag der Sohle in die Pfähle auf Grundlage der bauaufsichtlich eingeführten Eurocodes geführt werden.

Das vereinfachte Modell wird anhand der Ergebnisse numerischer Berechnungen zunächst für den Nachweis der Orthogonal- und Diagonalgewölbe in Feldmitte validiert. Für den Nachweis der Gewölbe an den Auflagerpunkten sind weitere Untersuchungen hinsichtlich der Spannungsintegration in den hoch belasteten Bereichen unterhalb der Lasteinleitungsstrukturen sowie einer verbesserten Modellierung der Singularitäten der Auflagerbereiche erforderlich.

Neben der Variation der geometrischen Abhängigkeiten wie Sohldicke und Pfahlraster ist zudem eine geschlossene Nachweisführung mittels numerischer Methoden zu diskutieren. Für den Grenzzustand STR besteht nach Meinung der Verfasser keine Einschränkung hinsichtlich einer normgerechten Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte im Sinne des Nachweisverfahrens 2 gemäß (DIN EN 1997-1, 2009). Es ist daher geplant, weitere Untersuchungen am gezeigten Modell durchzuführen.

## **Literatur**

**H. Baldauf; W. Timm:** Betonkonstruktionen im Tiefbau, Abschnitt 4.1.6 Unterwasserbetonsohlen, *Verfasser: Radomski, H., Ernst & Sohn, 1988*

**DIN EN 1992-1-1:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, *Januar 2011*

**DIN EN 1992-1-1/NA:** Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, *April 2013*

**DIN EN 1993-1-5:** Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände, *Dezember 2010*

**DIN EN 1997-1:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *September 2009*

**DIN EN 1997-1/NA:** Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *September 2009*.

**DIN 1054:** Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010, *Dezember 2010*.

**DIN 1054:** Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010; Änderung A1:2012, *August 2012*.

**EAB 2012:** Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT, *5. Auflage. Ernst & Sohn 2012*.

**A. Hettler; K. Morgen:** Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen bei Baugruben mit verankerten Betonsohlen. *Bautechnik 85 (2008), Heft 6, S. 374–380*.

**S. Kinzler, K. Morgen:** Rückverankerte Betonsohlen – Nachweise in den Grenzzuständen UPL, GEO-2 und STR. *Bautechnik 91 (2014), Heft 9, S. 622–632*.

**B. Schuppener (Hrsg.):** Kommentar zum Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung – Allgemeine Regeln, *Ernst & Sohn 2012*.

**H. Radomski; G. Mayer:** Auftriebssicherung durch Sohlverankerung, *Geotechnik 5 (1982), S. 61-66*.

**F. Wolff:** Reibung und Verbundspannungen zwischen Spundwand und Unterwasserbeton, *Bautechnik 75 (1998), S. 704-709*.

Autoren

---

Dr.-Ing. Steffen Kinzler

s.kinzler@wtm-hh.de

Dr.-Ing. Karl Morgen

k.morgen@wtm-hh.de

WTM Engineers GmbH

Johannisbollwerk 6-8

www.wtm-engineers.de

20459 Hamburg

Tel.: 040 35 009 - 0



**WEITER. VORAUSS. DENKEN.**

Kühne Ideen sind Erfahrungssache

**WTM**  
ENGINEERS

Beratende Ingenieure im Bauwesen

Beraten • Planen • Prüfen • Überwachen

**WTM**  
ENGINEERS



# **TK-ASF Bohrverpresspfahl**

## **Größte Belastbarkeit bei kleinstem Durchmesser**

Dipl.-Ing. Frank Tapken, ThyssenKrupp Bautechnik GmbH

Dipl.-Ing. Klaus Dietz, Dietz Geotechnik Consult GmbH

### **1 Einleitung**

Mikropfähle werden zunehmend in Wasserbau - und Hafenprojekten als Zugelemente eingesetzt und lösen mehr und mehr gerammte Pfahlsysteme ab. Die Weiterentwicklung der Bohrtechniken hat hierzu maßgeblich beigetragen.

Der TK-ASF Bohrverpresspfahl ist ein neues Mikropfahlsystem nach DIN EN 14199 welches die ThyssenKrupp Bautechnik GmbH in Zusammenarbeit mit Spezialtiefbauunternehmen als Zug – und Druckpfahl entwickelt hat. Es handelt sich um eine Weiterentwicklung bestehender Pfahlsysteme.

Der TK-ASF Bohrverpresspfahl zeichnet sich durch hohe innere Tragfähigkeiten und Tragreserven sowie großer Robustheit und geringe Verformungen aus. Dies wird durch den Einsatz gutmütiger Stahlsorten nach DIN EN 10025 erreicht.

Basis dieser Entwicklung sind Erfahrungen aus über 30 Hafen- und Wasserbau Projekten mit ca. 50000 Bohrm Metern. Der Einsatz erfolgte ohne bauaufsichtliche Zulassung auf der Grundlage der DIN 4128, Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser aus dem Jahre 1983.

In dieser Norm wird für den Nachweis der Tragfähigkeit auch der Nachweis der Brauchbarkeit gefordert. Dies beinhaltet insbesondere Fragen des Korrosionsschutzes. Die Tragfähigkeit der Stahltragglieder wurde entsprechend den Nachweisen für Rundstahlverankerungen nach EAU 2012, Abschnitt 8.2.7.3 geführt.

Auf der Grundlage dieses Nachweises konnte der in der DIN EN 1993-5 geforderte Zusatznachweis für die Gebrauchstauglichkeit auf Grund des konservativ gewählten Kerbfaktors  $k_t$  entfallen.

Um den TK-ASF Bohrverpresspfahl auch in öffentlichen Baumaßnahmen einsetzen zu können, war es erforderlich eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erwirken.

Folgende Ziele wurden nachfolgend definiert:

Größtmögliche innere Tragfähigkeit mit einfachem Korrosionsschutz auf ganzer Pfahlänge.

Hierzu wurde eine spezielle Gewindeform entwickelt welche im Aufrollverfahren auf das Stahltragglied gewalzt wird. Hierdurch wird ein guter Haftverbund des Traggliedes sowie ein einheitliches Rissbild im Zementstein gewährleistet. Zusammen mit einem großen Stahlquerschnitt und die damit verbundene geringere Dehnung des Stahls unter Zuglast werden kleinstmögliche Rissbreiten im Verpresskörper bei gleichzeitig größtmöglicher Auslastung des Stahltraggliedes erreicht. Ein zusätzlicher Korrosionsschutz auf ganzer Pfahlänge durch PE-HD Rohre oder zusätzlicher Beschichtungssysteme ist daher nicht erforderlich.

Lediglich im Pfahlanschlussbereich wird im Übergang zum Verpresskörper ein Kunststoffripprohr verwendet.

Ein weiterer Vorteil der geringeren Stahl-Dehnung besteht durch die schnellere Aktivierung der Mantelreibung am Verpresskörper und damit geringerer Setzungen des Stützbauwerks.

Eine Weiterentwicklung der Korb-Abstandhalter war ebenfalls erforderlich um eine genügend große Zementsteinüberdeckung erreichen zu können und ein Einsinken des Traggliedes bei geneigten Bohrungen in den Baugrund zu vermeiden. Sie müssen auf Grund des Eigengewichtes der Tragglieder Formstabil bleiben und dürfen sowohl beim Einbau der Tragglieder in das Bohrloch als auch beim Zurückziehen der Außenverrohrung nicht verrutschen. Weiterhin muss die Installation von Nachinjektionsleitungen gewährleistet sein.

Mikropfähle müssen vielfach an Spundwandkonstruktionen aus Stahl angeschlossen werden. Hierfür gab es in der Vergangenheit in den gängigen Pfahl-Zulassungen nur unzureichende Angaben, so dass man häufig auf Ankerkopfkonstruktionen aus Ankerzulassungen zurückgreifen musste.

Deshalb wird in Abstimmung mit dem DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik) und der BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung) eine eigene Stahlübergangskonstruktion mit in die Zulassung aufgenommen.

## 2 Mikropfahl TK-ASF Bohrverpresspfahl



Zulässige Bemessungswiderstände nach EC7-1 Abschnitt 7  
Rundstahlanker (Whitworth-Gewinde) / Stahlgüte ASF 500/700

Nennmaß		Zoll	2	2½	3*	3½*	4*	4¼*	4½	5	5½	6
Durchmesser D		mm	50	63	75	90	100	110	115	125	140	150
	Ø <sub>Kern</sub>	mm	42,9	54,7	66,2	78,1	90,0	95,8	102,2	114,4	126,5	138,8
	Ø <sub>Fianke</sub>	mm	46,8	59,0	71,1	83,4	95,7	101,8	108,1	120,6	133,0	145,4
Gewinde	A <sub>Span</sub>	cm <sup>2</sup>	15,8	25,4	37,0	51,3	67,7	76,7	86,9	108,4	132,2	158,6
Vollschaft charakteristischer Widerstand	R <sub>t,k</sub>	kN	790	1269	1851	2563	3385	3855	4344	5418	6609	7930
Vollschaft Bemessungswiderstand	R <sub>t,d</sub>	kN	687	1104	1609	2229	2943	3335	3777	4711	5747	6896
Gewicht		kg/m	13,6	21,5	31,1	42,5	56,8	64,1	71,9	90,3	109,1	129,6

\* bauaufsichtliche Zulassung beantragt

Abbildung 1: Bemessungswiderstände nach EC7-1 Abschnitt 7

Im aktuellen DiBt - Zulassungsverfahren sind zunächst 4 verschiedene Pfahltypen von 3 Zoll über 3 ½“; 4 “; bis 4 ¼“ mit Bemessungswiderständen von 1609 kN bis 3335 kN nach EC7-1 Abschn. 7 vorgesehen.

Es handelt sich um Rundstähle ASF 500/700 nach DIN EN 10025-2 mit einer Streckgrenze  $R_{eh}$  500 N/mm<sup>2</sup> und einer Zugfestigkeit von  $R_m$  700 N/mm<sup>2</sup>.

Der Haftverbund wird über ein aufgerolltes Gewinde gewährleistet. Im Kopfbereich wird der Anschluss jedoch über ein 500 mm langes Zollgewinde( Whitworth) hergestellt. Der zöllige Gewindeanschluss ist deutlich unempfindlicher gegen leichte Beschädigungen als metrische Gewindeformen und hat sich im rauen Baustellenbetrieb bestens bewährt. Auch bei Pfahlprobelastungen bis zur Streckgrenze des Stahls lassen sich die Verlängerungen und Muffenverbindungen ohne Gewindebeschädigungen wieder lösen.

Das TK-ASF Pfahlssystem kann gemäß der DIN EN 14199 in Neigungen von 90° und 10° gegen die Horizontale sicher hergestellt werden. Die maximale Länge ergibt sich aus den baupraktisch herstellbaren Bohrungen. Die Zugglieder können werkseitig bis 35 m ausgeliefert und durch Schweißstöße gemäß DIN EN 1090 bauseits entsprechend verlängert werden.

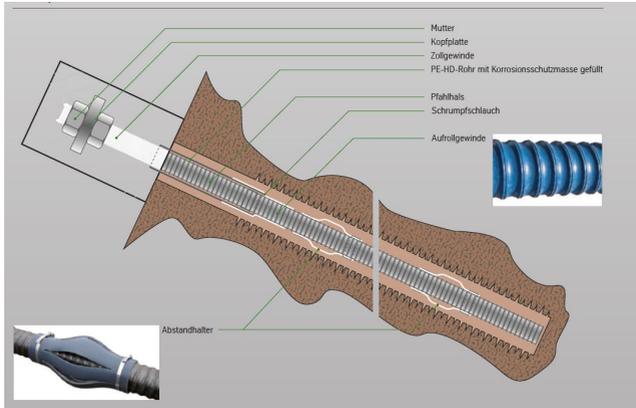


Abbildung 2: Schematische Darstellung Pfahlanschluss im Beton

Systemkomponenten:

Kopfplatte mit zwei Muttern und Zollgewindeanschluss. PE-HD Übergangrohr mit Korrosionsschutzmasse gefüllt und Schrumpfschlauch als Abschluss.

Stahltragglied mit Aufrollgewinde und Korbabstandhalter.

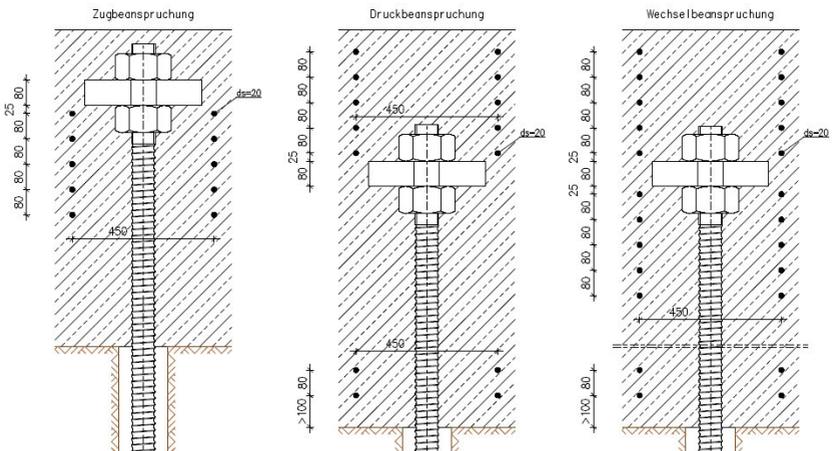


Abbildung 3: Bewehrungsführung für Zug – Druck – und Wechselbeanspruchung

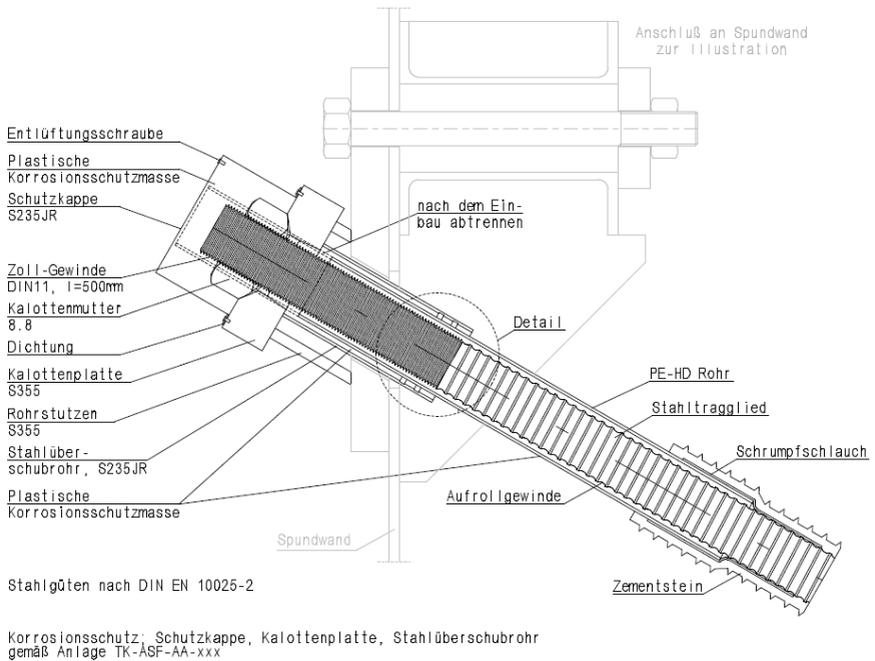


Abbildung 4: Stahlübergangskonstruktion

Im Rahmen des bauaufsichtlichen Zulassungsverfahrens wurde ein dauerhafter Korrosionsschutz des luftseitigen Endes des Stahltraggliedes im Bereich des Pfahlkopfes für die baupraktischen Bedingungen entwickelt und in einer gutachterlichen Stellungnahme durch den Fachgutachter der BAM (Bundesanstalt für Materialforschung) in Berlin bestätigt.

Zum Neigungsausgleich und zur Herstellung der Gelenkigkeit werden Rohrstützen, Kalottenplatten mit Kalottenmuttern verwendet. Diese Anschlüsse werden individuell für die jeweiligen Erfordernisse konstruiert. Den Abschluss bildet eine Schutzkappe mit plastischer Korrosionsschutzmasse.

### 3 Eignungsversuche in der Tongrube Schermbeck

Für das bauaufsichtliche Zulassungsverfahren waren auch gutachterlich begleitete Einbaunachweise an je drei Versuchspfählen sowohl in bindigem als auch nicht bindigem Boden auszuführen. Die Versuche wurden in einer Tongrube nördlich des Ruhrgebiets bei Schermbeck durchgeführt. In Abstimmung mit dem DIBt wurde auch der Nachweis für den nicht bindigen Boden auf dem Gelände der Tongrube erbracht. Dazu wurde eine entsprechende Versuchsgrube ausgehoben und mit zuvor analysiertem Kies-Sandgemisch als dem Niederrheingebiet verfüllt. Die Versuchspfähle wurden durch die Firma Stump Spezialtiefbau GmbH, Zweigniederlassung Langenfeld, hergestellt. Bild 5 zeigt den Beginn der Bohrarbeiten für den ersten Pfahl in nicht bindigem Boden. Die Pfähle mit den Durchmessern 3", 4", und 4 ½" waren 10° gegen die Horizontale geneigt und 20 m lang.



Abbildung 5: Bohrarbeiten in – Sand / Kies und Ton

Die Bohrungen wurden im Doppelkopfverfahren mit Luftspülung niedergebracht. Details können den Fotos in Abbildung 6 entnommen werden.



Abbildung 6: Bohrarbeiten mit Klemm KR 806-4, Bohrwinkel 10°;  
Doppelkopfbohren mit Luftspülung



Abbildung 7: Einführen des Stahltraggliebes und einfüllen von Zementleim

Zum Einbau wurden die Pfähle mit circa an den Drittelpunkten des Traggliebes angeschlagen Gurten aufgenommen und zum Bohrloch transportiert und in das Bohrloch eingeführt ( Abbildung 8 ). Infolge der großen Querschnitte war die Durchbiegung äußerst gering. Nach dem Auffüllen des Bohrlochs im Kontraktorverfahren erfolgte im nicht bindigen Boden eine abschnittsweise Primärverpressung über Verpresskappe und im nicht bindigen Baugrund nach 24 h eine Nachinjektion mit rot gefärbter Zementsuspension. Für den Einbau wurden die Mikropfähle zuvor mit geeigneten Abstandshaltern sowie Füll- und im bindigen Boden Nachinjektionsleitungen vorbereitet ( Abbildung 8 ).



Abbildung 8: Montage der Korbabstandhalter

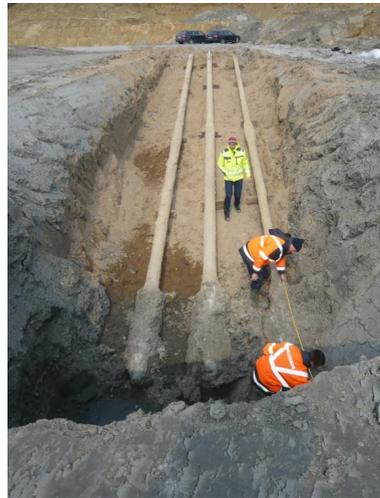


Abbildung 9: Ausgraben der Pfähle

Nach entsprechender Aushärtezeit wurden die Pfähle wieder vollständig freigelegt. Abbildung 9 zeigt die freigelegten Pfähle in der Gesamtansicht. Anschließend erfolgte

eine detaillierte Dokumentation der Mikropfähle zur Feststellung der ausreichenden Zementsteinüberdeckung ( Abbildung 10 ).

Mit Abbildung 11 kann auch der Erfolg der Nachinjektion im bindigen Boden dargestellt werden. Der rot eingefärbte Zement hat den Verpresskörper aufgesprengt und zu einer weiteren Verspannung der Kräfteinleitungsstrecke im Baugrund geführt.

Dietz Geotechnik Consult GmbH

Anlage 6-6

Zulassungsverfahren TK-ASF Bohrverpresspfahl

Feldversuch Schermbek Pfahl 6 4¼" NB



Pfahl 6 4¼" nicht bindig 8 - 9 m Bohrdurchmesser 219 mm

Abbildung 10: Begutachtung der Pfähle



Abbildung 11: Nachinjektion im bindigen Boden

Mit den Versuchspfählen in Schermbeck konnte die Eignung Pfahlsystems für den Baustellenbetrieb nachgewiesen werden. Zugversuche mussten an den Pfählen nicht durchgeführt werden, da bereits zahlreiche Versuche vorliegen. Ein Beispiel wird in Abschnitt 5 dieses Beitrags vorgestellt.

#### 4 Versuchsprogramm / Zulassungsversuche IMB RWTH Aachen



Abbildung 12: Tastversuche bei DMT, Seilprüfstelle Bochum

Abbildung 12 zeigt Tastversuche bei DMT (Deutsche Montan Technologie). Hier wurde in verschiedenen Laststufen die Rissbreiten im Zementkörper an einem 3“ Tragglied und einer Zementüberdeckung von 40 mm untersucht um erste Hinweise auf das Rissverhalten bezogen auf die Rippengeometrie zu bekommen. Die Gewindeform und Steigung wurden daraufhin angepasst und optimiert.

Das Büro Hegger + Partner Ingenieure GmbH & Co. KG stellte daraufhin ein umfangreiches Untersuchungsprogramm zusammen, in welchem die in Tabelle 1, Abbildung 13 zusammengefassten Versuche am IMB (Institut für Massivbau) an der RWTH Aachen durchgeführt wurden. Die Versuche dienen dem Nachweis des Tragglieds und der Rissbreiten für das Zulassungsverfahren beim DIBt.

Tabelle 4.1: Untersuchungsprogramm

Durchmesser	Unterer	Mittlerer	Großer
Z1: Zugversuche: Tragglied	3	3	3
Z2: Zugversuche: Tragglied + Schweißstoß	3	3	3
Z3: Zugversuche: Tragglied + Endverankerung	3	3	3
Z4: Zugversuche: Tragglied + Schweißstoß + Endverankerung	2	2	2
<b>Z1 bis Z4: Summe Zugversuche</b>	$\Sigma = 11$	$\Sigma = 11$	$\Sigma = 11$
C,G,H,K: Chemische Analyse, Rippengeometrie, Härte, Kerbschlagzähigkeit	X	X	X
B: Biegeversuch	3	3	3
S: Schlupfversuche Tragglied + Endverankerung	3	3	3
DK1: Dehnkörperversuche	3	3	3

Abbildung 13: Untersuchungsprogramm IMB, RWTH Aachen

Die Versuche wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt. Insbesondere die Dehnkörperversuche dienen als Grundlage für die Ermittlung der charakteristischen Spannungen zur Bestimmung der zulässigen charakteristischen Pfahllast bei entsprechender Zementsteinüberdeckung. Dazu wurden mehrere Probekörper je Zugglieddurchmesser mit unterschiedlicher Zementsteinüberdeckung vorbereitet und belastet. Die bisher durchgeführten Versuche zeigen sehr positive Ergebnisse. Die Detailauswertung wird im Frühjahr 2015 nach Abschluss der Versuchsreihe vorliegen. Derzeit sind noch nicht alle Durchmesser getestet worden. Abbildung 14 zeigt einen Dehnkörper in der Presseneinrichtung.



Abbildung 14: Dehnkörperversuche mit Messsensoren in einer 5 MN Zugmaschine und visuelle Rissbreitenbestimmung mit Risslupe

## 5 Ausgeführte Beispiele

### Neue Kaimauer für den Hafen Riesa

Im Hafenteil "Alter Hafen", der seit über 120 Jahren besteht, wurde in 2012 / 2013 auf einer Länge von etwa 540 Metern eine neue Stahlspundwand vor eine bestehende Schwergewichtsmauer gerammt. Verankert wurde die neue Spundwand mit Verpresspfählen nach DIN 4128. Als Tragglieder kamen TK-ASF Bohrverpresspfähle in den Abmessungen 3 ½" bis 4 ½" in Längen bis 23,30 m zum Einsatz. Mit Pfahlabständen von 2,40 m und 3,60 m wurden ca. 5000 m Bohrverpresspfähle eingebaut.

Die Errichtung einer neuen Kaimauer war eine wesentliche Voraussetzung zur nachhaltigen Steigerung des Güterumschlages auf die umweltfreundlichen Verkehrsträger Schiene und Wasserstraße im Hafen Riesa. Der Hafen hatte sich in den vergangenen Jahren zu einem Premiumstandort mit weltweiter logistischer Anbindung entwickelt.

Um die Rückverankerung für die Spundwand herzustellen, musste durch eine bestehende Schwergewichtsmauer gebohrt werden. Hierfür wurde die Imloch-Hammer Methode eingesetzt.

Zur Entkoppelung der Mauer von den Verankerungselementen werden die Stahltragglieder mit einem PE Schutzrohr versehen, welches bis Hinterkante der Schwergewichtsmauer geführt wird.



Abbildung 15: Uferwand Hafen Riesa mit TK-ASF Bohrverpresspfahl

Durch Zug-Probebelastungen an 6 Stück 4 3/4“ TK-ASF-Bohrverpresspfählen in Längen von 15,30 m bis 23,30 m musste zunächst die Tragfähigkeit der anstehenden inhomogenen Böden gemäß der DIN 4128 unter Berücksichtigung der DIN 4125 und der EA-Pfähle nachgewiesen werden, um somit die wirtschaftlich möglichen Ankerabstände ermitteln zu können. Die aufnehmbaren Zugkräfte wurden je nach Bodenart zwischen 2000 kN und 3100 kN ermittelt (Abbildung 16).

Pfahlbezeichnung	Boden im Verpressbereich	Felseinbindung	Pfahllänge	Pfahlneigung	Grenzlaster
Pfahl Nr. 1	Sand	-	20,30 m	25°	ca. 2000 kN
Pfahl Nr. 2	Sand	-	23,30 m	25°	ca. 2100 kN
Pfahl Nr. 3	verw. Fels / Fels	6,30 m	20,30 m	25°	> 3058 kN
Pfahl Nr. 4	verw. Fels / Fels	2,80 m	15,30 m	25°	> 3058 kN
Pfahl Nr. 5	Sand / verw. Fels / Fels	3,80 m	20,30 m	25°	ca. 2300 kN
Pfahl Nr. 6	kontaminierter Boden / verw. Fels / Fels	3,80 m	23,30 m	40°	> 3058 kN

Abbildung 16: Tabelle der Versuchspfähle Hafen Riesa

Die Probelastungen an den Verpresspfählen wurden von der BTU Cottbus, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, Prof. Dr. Ing. L. Wichter gutachterlich begleitet und ausgewertet ( Abbildungen 17 und 18 ).

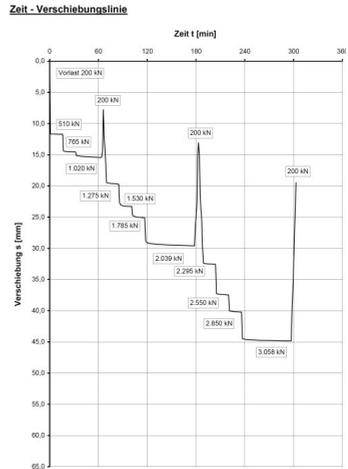


Abbildung 17: Versuchsaufbau und Auswertung mit Zeit-Verschiebung Diagramm BTU Cottbus

Hafenbecken							Elbe
Anker-Nr.	1	2	6	5	3	4	
Station	63,0 m	65,5 m	405,0 m	450,0 m	515,0 m	517,5 m	
Neigung	25°	25°	40°	25°	25°	25°	
Geolog. Einbindung	Sand	Sand	Fels (Kontamination)	Fels	Fels	Fels	
Felseinbindung	/	/	3,8 m	3,8 m	6,3 m	2,8 m	
Grenzlast	ca. 2000 kN	ca. 2100 kN	/	ca. 2300 kN	/	/	
erreichte Prüflast	/	/	3058 kN	/	3058 kN	3058 kN	

Abbildung 18: Lage der Versuchspfähle Hafen Riesa

## **6 Zusammenfassung**

Die neue Mikropfahltechnik TK-ASF Bohrverpresspfahl nach DIN EN 14199 für Rückverankerungen in Wasserbau - und Hafenprojekten mit hohen Tragfähigkeiten bei einfachem Korrosionsschutz und robusten Traggliedern aus Rundstahl hat sich in den letzten Jahren für dieses Einsatzgebiet bewährt.

Die geringe Stahldehnung garantiert schnelle Aktivierung der Kräfte bei kleinen Verformungen.

Keine Längenbegrenzung; somit beliebige Verlängerung durch Schweißstöße oder Kopplungsmuffen möglich.

Für das Verfahren zu Erlangung einer allgemein bauaufsichtlichen Zulassung beim DIBt wurden weitere Untersuchungen mit positivem Ergebnis durchgeführt, die die vorhandenen Erfahrungen stützen.

## Literatur

**DIN 1054: 2005-01**; Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, 2005*

**EAU 2012**; Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2012, *Verlag Ernst und Sohn, 2005*

**DIN 4227**; Spannbeton, *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, 1988*

**A.Schürmann; R. Grede, M. Menke**; Die Anwendung von Bohrverpresspfählen für die Rückverankerung von Hafenanlagen und Kaianlagen, *Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund, VGE Verlag GmbH, 2008*

**F.Tapken; R. Krutwig**; Anwendung und Herstellung von Verankerungspfählen für Rückverankerungen von Spundwänden; *Tagungsband Pfahl-Symposium 2013, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 96, Braunschweig 2013*

## Autoren

---

Dipl.-Ing. Frank Tapken

[frank.tapken@thyssenkrupp.com](mailto:frank.tapken@thyssenkrupp.com)

Dipl.-Ing. Klaus Dietz

[klaus.dietz@dietz-geotechnik.de](mailto:klaus.dietz@dietz-geotechnik.de)

ThyssenKrupp Bautechnik GmbH

[www.thyssenkrupp-bautechnik.com](http://www.thyssenkrupp-bautechnik.com)

Hollestr. 7a, 45127 Essen

Tel.: 0201-844-56-2313

Dietz Geotechnik Consult GmbH

[www.dietz@dietz-geotechnik.de](http://www.dietz@dietz-geotechnik.de)

Nikolaus-Otto-Straße 2, 40721 Hilden

Tel.: 02103-258-699-1

# ISCHEBECK<sup>®</sup>

## TITAN

Schalungssysteme



Verbausysteme



Geotechnik



**Bauen verändert die Welt.  
Wir verändern das Bauen!**

Innovationen aus Ennepetal weltweit im Einsatz



## **Offshore Foundation Drilling: Gebohrte Offshore-Fundamente**

M.Sc. Dipl.Ing (FH) Boris Jung (Herrenknecht AG, Deutschland), Dr. Marc Peters  
(Herrenknecht AG, Deutschland), Edwin van de Brug (Van Oord, Niederlande)

### **1. Einleitung**

Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) wird ein herausragendes Potential für eine zukünftige Stromversorgung durch regenerative Energien in Deutschland und Europa vorausgesagt. So ist für das Erreichen des anvisierten Ziels der Bundesregierung, den Anteil der Windenergie am deutschen Bruttostromverbrauch von 6,6 % (Stand 2008) auf 25 % im Jahr 2030 zu steigern, neben dem konsequenten Ausbau auf dem Festland das Vorantreiben der Entwicklung von Offshore Windparks (OWPs) unerlässlich. Zudem verfügt Deutschland als Anrainer der Ost- und Nordsee über eines der weltweit bestgeeigneten Seegebiete für die Offshore-Windenergieerzeugung.

Es ist daher davon auszugehen, dass in den nächsten Jahren mehr als tausend OWEA in der Nord- und Ostsee installiert werden. Zahlreiche OWPs in den deutschen Hoheitsgebieten sind schon genehmigt oder befinden sich derzeit im Genehmigungs- und Planungsprozess. Dabei hat die Erfahrung der letzten Jahre gezeigt, dass der Gründung von OWEA auf dem Meeresboden zunehmend Beachtung geschenkt werden muss.

Derzeit stellen Monopiles und aufgelöste Stahlstrukturen, sogenannte Jackets, Tripods und Tripiles, die am häufigsten umgesetzte Variante einer Gründungsstruktur von Offshore Windenergieanlagen dar. Für diese Gründungsstrukturen wird die Verankerung des Fundamentes auf dem Seeboden durch als Ganzes oder an den Eckpunkten eingebrachte Stahlrohrpfähle erzielt. Eine entsprechende Geologie vorausgesetzt, zieht das Einbringen der Pfähle durch Rammen seine ganze Attraktivität aus dem vergleichsweise geringen Zeitaufwand zur Gründungserstellung. Beim Rammen mit rund 30 Schlägen pro Minute und bis zu 8.000 Schlägen pro Pfahl werden jedoch Hydroschallpegel erzeugt, die selbst in 750 m Entfernung noch Spitzenwerte von 195 dB und höher sowie Dauerschalldruckpegel von 162-178 dB erreichen. Aus diesem Grund wird verstärkt über die daraus resultierenden Folgen für

die Meeresfauna, insbesondere für die auch in der deutschen Nord- und Ostsee heimischen Schweinswale, diskutiert.

## **2. Entwicklungshistorie**

Die Herrenknecht AG entwickelt und baut seit über 30 Jahren Tunnelvortriebsmaschinen für die Herstellung von Tunneln aller Größenordnungen. Zum umfassenden Produktportfolio gehören ebenfalls Vertikal-Schachtbohrmaschinen (VSM) für die maschinelle Schachterstellung unter Grundwasser. Mit dieser Technik wurden bereits über 50 Schächte mit insgesamt über 2.500m Tiefe, insbesondere in schwieriger Geologie, abgeteuft.

Die VSM Technik kann dabei grob in zwei Hauptbaugruppen untergliedert werden: Die Absenkeinheit die auf der Geländeoberkante befestigt ist und den gesamten Schacht über starke Stahlseile hält und der eigentlichen Abbaumaschine die während des Abbaus im Schacht verankert ist. Die Abbaumaschine besteht im Wesentlichen aus dem Schrämausleger, der Maschinenglocke und dem Maschinenrahmen. Der Abbau der Ortsbrust erfolgt mit einer radialen Schwenkbewegung des Schrämauslegers vom Zentrum des Schachtes nach außen zur Schachtwand. Dabei wird der Boden mit einer Fräsrolle am Schrämausleger gelöst. Der gelöste Boden wird mit dem umgebenden Grundwasser abgesaugt und auf die Geländeoberfläche gefördert. Dort wird die Slurry auf eine Separationsanlage gegeben in der der Feststoff aus dem Wasser abgeschieden wird. Das so gereinigte Wasser wird dem Schacht wieder zugeführt. Das Wasserniveau im Schacht wird leicht höher als der Grundwasserspiegel gehalten um einen leicht höheren Wasserdruck innerhalb des Schachtes zu erzeugen und damit Grundbrüche an der Ortsbrust durch nachfließendes Wasser zu vermeiden.

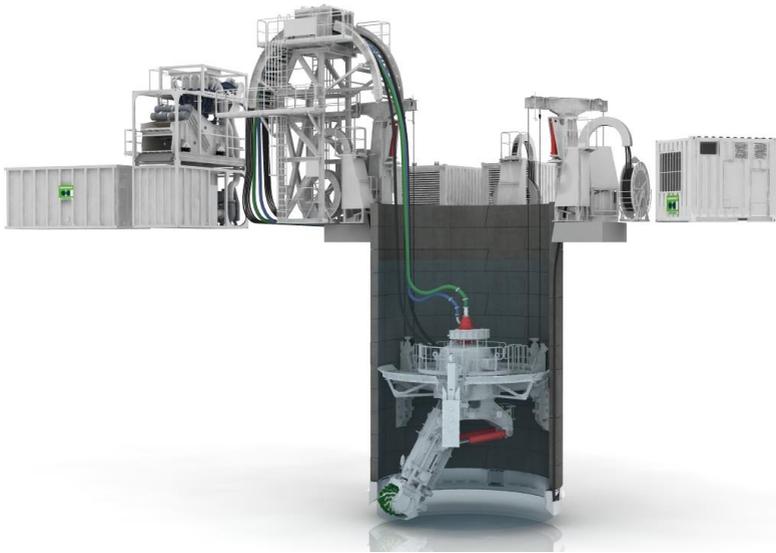


Abbildung 1: VSM Maschine

In einer 2009 abgeschlossenen und vom BMU geförderten Machbarkeitsstudie wurde das technische und wirtschaftliche Potential der VSM-Technik für die Erstellung von Offshore Windkraftfundamenten untersucht. Hierbei wurden geotechnische Parameter der Nord- und Ostsee zusammengestellt und anhand dieser Daten die Bettung eines gebohrten Pfahls untersucht. Weiterhin wurden grundsätzliche Anforderungen der Offshore-Umgebung zusammengestellt und Ansätze zur Weiterentwicklung der VSM- Technik entwickelt. Anschließend wurden die ökonomischen und ökologischen Aspekte der Bohrtechnik mit der konventionellen Gründungstechnik, dem Rammverfahren, verglichen. Hierzu wurden in Zusammenarbeit mit dem Institut für technische und angewandte Physik (ITAP) aus Oldenburg verschiedene Messungen an einer in einem Schacht arbeitenden VSM durchgeführt und anschließend die Messwerte auf die Offshoreumgebung und 750m Entfernung zur Schallquelle prognostiziert. Die Prognose ergab einen Dauerschalldruckpegel von 117dB(re1 $\mu$ Pa), die Spitzenschalldrücke liegen nur 3-4dB darüber. Der gegenwärtig einzuhaltende Richtwert von 160dB wird damit um mehr als 40dB unterschritten.

### 3. Die OFD-Technik

Aufbauend auf das Fördervorhaben wurde eine Konzeptstudie, ebenfalls vom BMU gefördert, durchgeführt in der unter anderem das Offshorekonzept der VSM Technik weiter detailliert wurde und in das Offshore-Foundation-Drilling (OFD) überging. Die OFD Technik (siehe Abbildung 2) wurde im Gegensatz zur VSM Technik mit variablen Grippern und Stabilisatoren für die Verspannung bzw. für die Stabilisierung der Maschine im Pfahl ausgestattet. Damit ist es möglich die Maschine durch einen verjüngten Pfahlkopf in den Pfahl einzuheben. Das Teilschnittkonzept mit einem Schrärmarm wie bei der VSM Technik wurde beim OFD-Verfahren beibehalten. Die Fräsralze wurde jedoch durch einen Fräskopf, der dem Dredgingverfahren nachempfunden wurde, ersetzt. Der Bodenabbau erfolgt nun nicht mehr durch die Schwenkbewegung des Schrärmarmes vom Zentrum nach außen, sondern durch eine konzentrische Drehbewegung um die Pfahlachse. Durch diese Maßnahmen ist eine wesentliche Verkürzung der Bohrzyklen möglich.

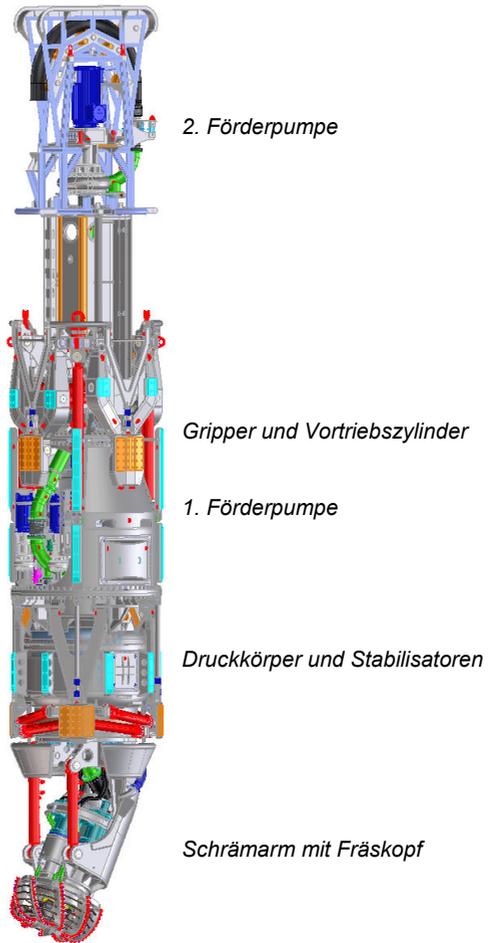


Abbildung 2: OFD-Maschine

Vergleichbar mit der VSM Technologie wird das Boden-Wassergemisch an die Geländeoberkante gepumpt und dort getrennt. Das Meerwasser wird dem Pfahl wieder zugeführt.

Das OFD-Verfahren bringt neben der deutlich niedrigeren Lärmbelastung der Umwelt auch mehrere weitere technische Vorteile mit sich:

So stellen schwierige geologische Randbedingungen, wie sie z.B. vermehrt in der deutschen Ostsee vorkommen, kein unmittelbares Hindernis für die entwickelte Bohrtechnik dar. Sie ist universell einsetzbar und an die in der Nord- und Ostsee vorkommenden Bodenformationen – von unterschiedlich dicht gelagerten Sanden, über Schluff- und Tonschichten bis hin zu Festgestein - angepasst. Ebenso können mit Findlingen durchsetzte Bodenschichten durchfahren werden, so dass ein erstes Einsparpotential gegenüber der Rammtechnik im Umfang der geologischen Baugrundvorerkundung eines Baufeldes besteht.

Das entwickelte Bohrverfahren erlaubt eine umfassende Flexibilität im Durchmesser der zu erstellenden Gründungsstruktur. Durchmesser bis zu 10,0 Meter sind mit der OFD-Technik möglich. Daraus ergeben sich gleich zwei wesentliche Vorteile gegenüber der gängigen Rammtechnik. Zum einen können auch Pfahldurchmesser größer 6,50 Meter erstellt werden, bei denen die Rammtechnik bereits an ihre Grenzen stößt. Auch für zukünftige Windenergieanlagen mit einer installierten Leistung von mehr als 5 MW ist dadurch die Realisierung einer Monopile-Gründung technisch und wirtschaftlich möglich. Das entwickelte Bohrverfahren wird derzeit für die Erstellung von Monopile-Strukturen entwickelt, grundsätzlich ist das OFD-Verfahren aber auch für Pfähle mit geringerem Durchmesser einsetzbar bzw. adaptierbar.

Durch die bohrtechnische Gründung des Monopiles ist direkt beim Design des Monopiles Einsparpotential möglich. Während beim Rammverfahren die zu überwindenden Widerstände aus Spitzendruck und Bodenverdrängung mit steigender Wandstärke zunehmen, können unter Einsatz der OFD-Technik nahezu beliebige Wandstärken realisiert werden. Die Auslegung des Pfahles ist also nicht mehr abhängig von den Belastungen durch die Einbringung, sondern kann auf die tatsächliche Belastung während der Betriebsdauer ausgelegt werden. Dadurch dass keine Schläge mehr auf den Monopile einwirken ist es

ebenfalls möglich, das Übergangsstück zwischen Monopile und Turm, dem so genannten Transition Piece, direkt in den Pfahl zu integrieren. Somit entfällt das aufwendige Setzen, Ausrichten und Vergrouten des Transition Pieces.

Die Verwendung alternativer, wirtschaftlicherer Materialien, wie beispielsweise vorgespannten Stahlbetonmonopiles, ist ebenfalls unter Verwendung der Bohrtechnik möglich. Daraus ergibt sich für die Zukunft ein weiteres Einsparpotential für Windparks.

Durch die variabel ausgeführten Gripper und Stabilisatoren kann sich die Maschine in unterschiedlichen Monopiledurchmessern verspannen. So kann sich der Prototyp der Bohrtechnik in Pfählen mit Durchmessern zwischen 5,5m und 7,5m stufenlos verspannen. Dieser Durchmesserbereich wurde für den Prototypen gewählt um sowohl aktuelle Pfahldurchmesser sowie Pfähle in Naher Zukunft gründen zu können.

#### **4. Der OFD-Pfahl**

Wie eingangs schon erwähnt, kann sich das Pfahldesign bei der bohrtechnischen Gründung grundlegend von der eines Rammpfahles unterscheiden. Nicht nur die Pfahlbelastungen durch die Einbringung in den Meeresboden unterscheiden sich merklich, auch bei den Pfahl Ein- und Anbauten bieten sich vielfältige Möglichkeiten bei einem gebohrten Pfahl. Durch die Tatsache, dass keine starken Impulskräfte in den Pfahl eingeleitet werden, kann z.B. das Transition Piece im Pfahl integriert werden. Ebenso Anoden für den Korrosionsschutz können am Pfahl im Voraus angebracht werden.

Die Bohrtechnik stellt ihrerseits auch Anforderungen an das Pfahldesign (siehe Abbildung 3). So muss der Pfahl mit einer Schneide am unteren Ende ausgeführt werden. Diese sticht den Boden während des Einsinkens ab und gewährleistet dadurch eine ungestörte Wandung. Zudem wird mit Hilfe der Schneide ein geringfügig größerer Durchmesser als der Pfahl geschnitten. Der dadurch entstehende Ringraum zwischen Pfahlaußenwandung und Bohrloch wird zeitgleich zum Absenken des Pfahls mit einem speziellen Mörtel verfüllt. So kann eine geringe Reibung während der Gründungsdauer erreicht werden wodurch der Pfahl durch sein Eigengewicht weiter in den Boden einsinkt. Der Mörtel wird durch Mörtelleitungen

vom Pfahlkopf bis kurz oberhalb der Schneide geführt wo er schließlich in den Ringraum verpresst wird.

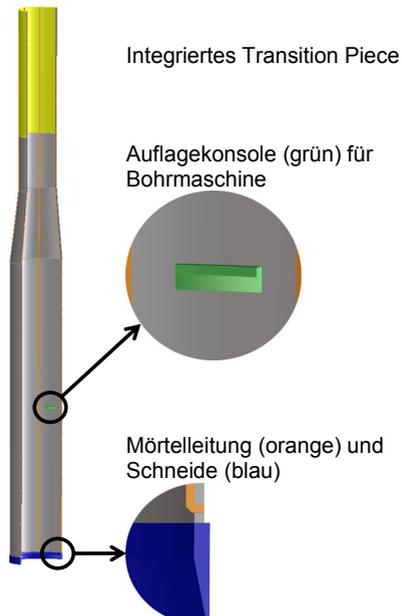


Abbildung 3: Prinzipskizze eines OFD-Pfahles

Auf den 4 Auflagekonsolen im Pfahl wird die Bohrmaschine abgesetzt. Dadurch wird das Eigengewicht der Bohrmaschine über die Konsolen in den Pfahl eingeleitet. Weiterhin definiert dies die Arbeitsposition der Maschine innerhalb des Pfahles. Dies ist insbesondere dann wichtig, wenn der Pfahl unterschritten, d.h. wenn der Boden unterhalb des Pfahles ausgefräst werden muss.

## 5. Das OFD-Gründungsverfahren

Das OFD Verfahren kann sowohl von Jack-Up Plattformen wie z.B. der Vidar oder Innovation sowie von Schwimmkränen wie dem HLV Svanen eingesetzt werden. Das Verfahren wird hier nur in den Grundzügen erläutert und geht daher nicht weiter auf die Schiffstechnik ein.

Der Monopfahl wird schwimmend zur Lokation gebracht. Dort wird er vom Installationschiff aufgenommen und aufgerichtet. Durch das Absetzen auf dem Meeresboden sinkt der Pfahl zunächst, je nach Bodenverhältnissen, durch sein Eigengewicht in den Untergrund ein (siehe Abbildung 4).



Abbildung 4: Abgesetzter Monopfahl

Ein Pilegripper am Installationschiff greift den Pfahl auf Höhe des Decks und verhindert eine horizontale Verschiebung auf Grund von Strömung und Wellen. Am Pfahlkopf befinden sich die Anschlüsse der innenliegenden Mörtelleitungen. Diese werden mit dem Mörtelverpresssystem auf Deck verbunden. Anschließend wird die Maschine mit Hilfe des Krans über dem Pfahl positioniert und in den Pfahl abgelassen (siehe Abbildung 5).



Abbildung 5: Abgelassene Maschine im Pfahl

Die Bohrmaschine wird in den Monopile so weit hinabgelassen, bis sich der Fräskopf der Maschine knapp oberhalb des Seebodens befindet. Anschließend verspannt sich die Maschine über die Gripper und Stabilisatoren im Pfahl und beginnt den Pfahl auszubohren. Hierzu schwenkt zunächst der Schrägarm auf seinen Bohrdurchmesser aus. Anschließend rotiert der Fräsarm um die Pfahlachse und überfährt dadurch den gesamten Sohlbereich (siehe Abbildung 6). Die maximale Zustellung (Frästiefe) beträgt dabei 600mm.

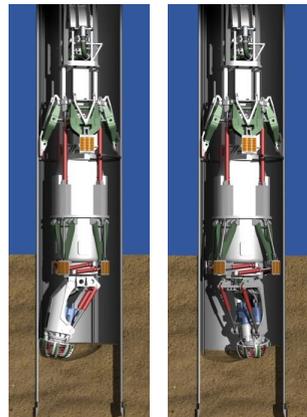


Abbildung 6: links: Ausgeschwenkter Schrägarm; rechts: Rotation um die Pfahlachse

Über die Vortriebszylinder an der Maschine können mehrere Ebenen innerhalb des Pfahles ausgefräst werden indem die Maschine ausgehend von den feststehenden Grippern entlang der Pfahlachse hydraulisch abgelassen wird. Ist das Niveau der Schachtschneide erreicht, wird die Maschine über die Vortriebszylinder wieder in ihre Ausgangslage gehoben (oberste Position) und der Pfahl wird mitsamt Maschine über den Kran kontrolliert abgelassen. Liegen Findlinge im Bereich der Gründung oder verhindert harter / felsiger Untergrund das weitere Einsinken durch das Eigengewicht, kann durch die Maschine (ausgehend von der Position auf den Auflagekonsolen) ein Unterschnitt hergestellt werden bei dem der Fräskopf unterhalb der Schildschneide einen größeren Durchmesser als der Pfahl ausbohrt (siehe Abbildung 7). Der so freigeschnittene Pfahl kann anschließend wieder durch den Kran gezielt abgelassen werden. Dadurch können mit der OFD-Technik auch Gründungen in Böden vorgenommen werden, in denen eine Rammung nicht mehr möglich ist.

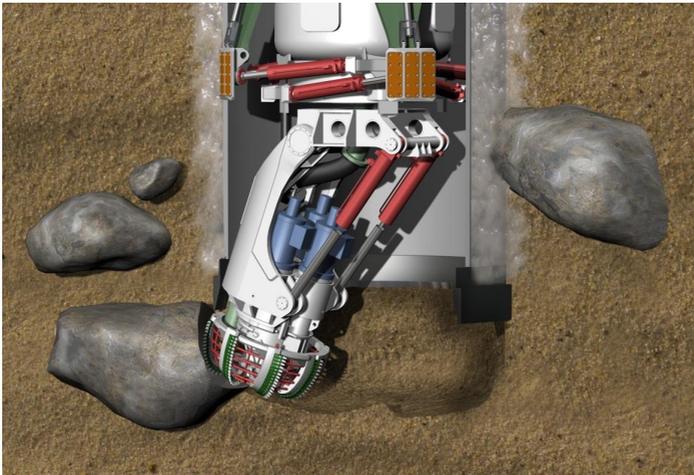


Abbildung 7: Unterschnitt des Pfahles

Das vom Fräskopf gelöste Bodenmaterial wird von Förderpumpen angesaugt und zunächst auf Deck des Installationsschiffes gepumpt. Von dort wird es auf eine Barge geleitet wo das Bodenmaterial separiert wird. Das gereinigte Wasser wird dem Pfahl wieder zugeführt.

Hat der Pfahl seine Endtiefe erreicht, lösen sich die Stabilisatoren und Gripper vom Pfahl und legen sich an der Bohrmaschine an. Im Anschluss hebt der Kran die Maschine auf Deck des Installationsschiffes wo sie für die Fahrt zur nächsten Lokation gesichert wird.

## **6. Aktueller Stand und Ausblick**

Aktuell wird ein Test des Prototypen unter möglichst realen Bedingungen in bzw. in näherer Umgebung zu einem Hafen geplant. Ziel des Tests ist zum einen die Validierung der Leistungsdaten des Prototypen und zum anderen sollen Pfahlprobelastungen durchgeführt werden. Dadurch soll die Tragfähigkeit des Pfahles, die schon in einem Maßstabsversuch nachgewiesen wurde, nochmals in einem 1:1 Maßstab nachgewiesen werden. Der Test ist derzeit für Anfang 2016 geplant.

In einem weiteren Schritt wird das gesamte OFD-Verfahren Offshore getestet. Hierzu soll eine Gründungsstruktur unter realen Bedingungen in den Seeboden eingebracht werden. Im Fokus steht hierbei das gesamte Handling der Maschinenteknik und Installationsprozess unter Offshorebedingungen. Dieser Test ist derzeit auf Mitte / Ende 2016 geplant. Die geprüfte Bohrtechnik ist nach aktuellem Plan ab 2017 verfügbar.

Autoren

---

M.Sc. Dipl.Ing.(FH) Boris Jung

[jung.boris@herrenknecht.de](mailto:jung.boris@herrenknecht.de)

Dr. Marc Peters

[peters.marc@herrenknecht.de](mailto:peters.marc@herrenknecht.de)

Herrenknecht AG

Schlehenweg 2, 77963 Schwanau – Allmannsweier, Deutschland

Tel. +49 7824 302 7919

[www.herrenknecht.de](http://www.herrenknecht.de)

Edwin van de Brug

[edwin.vandebrug@vanoord.com](mailto:edwin.vandebrug@vanoord.com)

Van Oord

Jan Blankenweg 2, 4207 HN Gorinchem, The Netherlands

Tel. +31 88 8262055

[www.vanoord.com](http://www.vanoord.com)

Gefördert durch:



Bundesministerium  
für Wirtschaft  
und Energie

aufgrund eines Beschlusses  
des Deutschen Bundestages

# IHR PARTNER BEI GEOTECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN



## ENTWURF & BERATUNG

PROBEBELASTUNGEN: STATISCH (SLT), RAPID LOAD (RLT), DYNAMISCH (DLT)

DURCHFÜHRUNG DER MESSUNGEN, AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE

ONSHORE & OFFSHORE

## RAPID LOAD TESTS (STATRAPID):

- EINDEUTIGE, BENUTZER-UNABHÄNGIGE ERGEBNISSE
- EINFACHE AUSWERTUNG
- GUTE KORRELATION MIT ERGEBNISSEN VON STATISCHEN PROBEBELASTUNGEN
- FLEXIBLER EINSATZ DURCH MODULBAUWEISE
- ZERSTÖRUNGSFREIE PRÜFMETHODE SELBST BEI UNBEWEHRTEN BETON-PFÄHLEN



WOHNPAK PERTIHOFF, ROSTOCK - 5,3 MN



NEUBAU LOGISTIK TERMINAL, HAMBURG - 4,1 MN



DHL-ZENTRUM RUNGEDAMM, HAMBURG - 4,7 MN





# Veränderung der Pfahltragfähigkeit bei der Rammung von Rohrpfählen

Jan Fischer<sup>1</sup>, Joachim Stahlmann<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Fichtner Water & Wind GmbH, Hamburg

<sup>2</sup>Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig

## 1 Einleitung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens "Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore – Gründungsstrukturen" (FKZ 0325162) wurden die bodenmechanischen Mechanismen, die bei der Rammung von offenen Rohrpfählen eintreten, detailliert untersucht. Hierfür stand ein neu entwickelter, großmaßstäblicher Versuchstand auf dem Freigelände des IGB-TUBS zur Verfügung. Die Modellpfähle wurden unter Zuhilfenahme eines mäklergeführten Ramm bären in einen Sandboden eingebracht. Während der Modellpfahlrammung wurden die Veränderungen im Boden durch ein umfangreiches Messprogramm erfasst und ausgewertet. Innerhalb der insgesamt 13 durchgeführten Versuche wurden hauptsächlich Horizontal-, Vertikal und Tangentialspannungen sowie die Porenwasserdrücke in unterschiedlichen Tiefenlagen und in unterschiedlichen Abständen zur Pfahlwand bzw. zum Pfahlfuß gemessen. Im Rahmen des Versuchsprogrammes wurden die Parameter Lagerungsdichte, Sättigung und Pfahldurchmesser variiert.

Der Beitrag beschreibt einleitend die bodenmechanischen Mechanismen, die infolge der Rammung zu einer Veränderung der Spannungen im umgebenden Boden führen. Nach der Darstellung des Modellversuchstandes werden exemplarisch die Messergebnisse eines Modellversuches im wassergesättigten Sand erläutert. Abschließend werden die aus diesem Versuch gewonnenen Messdaten und Ergebnisse in eine Rammsimulationssoftware übertragen, mit dem Ziel, die Rammung bestmöglich simulieren zu können.

Die Ergebnisse einer Rammsimulation fließen oftmals in den Designprozess der Pfahlgründung mit ein. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Möglichkeit, die bodenmechanischen Mechanismen, die während der Pfahlinstallation auftreten möglichst exakt in den Simulationsberechnungen zu berücksichtigen.

## 2 Stand der Forschung

### 2.1 Einführung

In der Vergangenheit wurden zahlreiche Forschungsergebnisse zur Veränderung der normal auf die Pfahlwand wirkenden Spannungen bei der Rammung von Pfählen unterschiedlichster Ausbildung veröffentlicht. Grundlegende Erkenntnisse sowie Modellvorstellungen zur Interaktion zwischen Pfahlwand und Bodens während der Rammung werden in diesem Abschnitt beschrieben.

### 2.2 Spannungsmessungen am Pfahl

Erstmals wurde in Versuchen von (Vesic, 1970) beobachtet, dass sich die Pfahlmantelreibung in einer horizontalen Ebene unterhalb der Geländeoberkante mit fortschreitender Pfahleinbindung (Rammung) reduziert. Bei den Versuchen wurde ein mit Dehnungsmessstreifen bestückter Pfahl ( $\varnothing$  45 cm) in mitteldicht bis dicht gelagerte Sande gerammt. Die Rammung wurde nach je ca. drei Metern Eindringung unterbrochen und der Pfahl statisch belastet. Das Ergebnis des Versuches zeigt Abbildung 1 (links). Dargestellt ist die Verteilung der Mantelreibung über die Einbindetiefe des Pfahles.

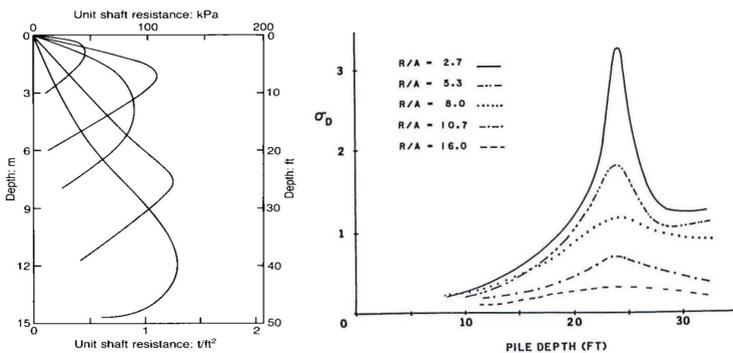


Abbildung 1: Mantelreibung in Abhängigkeit der Einbindetiefe (VESIC, 1970);  
Entwicklung der Horizontalspannung während der Rammung (ALLARD ET AL., 1986)

Die Versuche zeigen deutlich, dass sich die lokale Mantelreibung eines Bodenelementes mit fortschreitender Rammung reduziert. Eine detaillierte Beschreibung der Versuche kann z. B. (FRITSCH ET AL., 2013) entnommen werden. Ebenfalls ist zu erwähnen, dass in der

Abbildung die 'verbleibenden Spannungen' im Pfahl (Residual Stresses) nicht berücksichtigt wurden. Es ist davon auszugehen, dass die Verteilung der Mantelreibung im oberen Bereich überschätzt und im unteren Bereich unterschätzt wurde (ALTAEE ET AL., 1993). Weitere Versuche von z. B. (LEHANE, 1992), (CHOW, 1996), (FUGRO, 1996) oder (WHITE/LEHANE, 2004) bestätigen den grundlegenden Effekt, dass die normal auf die Pfahlwand wirkenden Spannungen mit zunehmendem Abstand zwischen Pfahlspitze und der betrachteten Elementtiefe abnehmen. Dieser Effekt wird in der Literatur oftmals als Pfahllängeneffekt, Friction Fatigue oder Friction Degradation bezeichnet.

### **2.3 Spannungsmessungen im Boden**

Neben der Messung direkt am Pfahl wurden in der Vergangenheit ebenfalls die Veränderung der Horizontal- und Vertikalspannungen im Nahbereich des Pfahlmantels durch im Vorfeld der Pfahlrammung installierte Spannungssensoren im Versuchsboden bei n-g- und 1g-Modellversuchen erfasst. Beispielsweise zeigt Abbildung 1 (rechts) die Veränderung der Horizontalspannung im Boden während der Rammung eines Stahl-Modellrohrpfahles in einer Zentrifuge (ALLARD ET AL., 1986). Der Modellpfahl war an der Spitze verschlossen. Die Horizontalspannungen wurden in unterschiedlichen Abständen zum Pfahl gemessen. Es zeigt sich, dass sie mit zunehmendem Abstand zur Pfahlwand geringer wurden. Der Abstand ergibt sich aus dem radialen Abstand zum Pfahl  $R$  und dem Pfahlradius  $A$ . Die maximale Horizontalspannung wurde kurz bevor der Pfahlfuß die Aufnehmerebene passiert gemessen. Mit größer werdendem Abstand zwischen Sensorebene und Pfahlfuß reduzierte sich die gemessene Horizontalspannung deutlich. Ähnliche Modellversuche wurden u.a. von (GAVIN/LEHANE, 2003), (WITZEL, 2004) oder (LÜKING, 2010) durchgeführt und publiziert. Alle Messergebnisse zeigen, dass die normal auf die Pfahlwand wirkenden Spannungen deutlich abnehmen, nach dem der Pfahlfuß die Messebene passierte.

### **2.4 Porenwasserdruckmessungen**

Porenwasserdruckmessungen während der Pfahlrammung sind ebenfalls in zahlreichen Veröffentlichungen beschrieben (ROBERTSON, ET AL., 1990), (LEHANE, 1992), (FUGRO, 1996), (FISCHER, ET AL., 2011). Generell kann gesagt werden, dass sich in nichtbindigen Böden im Verlauf der Rammung weder direkt am Pfahl noch im Nahfeld des Pfahles Porenwasserüberdrücke in signifikanten Größenordnungen einstellen. Dies gilt sowohl für locker als auch für dicht bis sehr dicht gelagerte nichtbindige Böden.

## 2.5 Bodenmechanische Modellvorstellungen

Bei einer statischen bzw. dynamischen axialen Druckbelastung entsteht eine Relativverschiebung zwischen dem Pfahl und dem direkt angrenzenden Boden. Zur Beschreibung der mechanischen Vorgänge in der Kontaktzone zwischen Stahlrohrpfahl und Boden wurden in der Vergangenheit zahlreiche statische und dynamische Kontaktreibungsversuche durchgeführt.

Nach der Modellvorstellung von (WERNICK, 1978) zur begrenzten Dilatanz des Bodens finden Kornumlagerungen und damit einhergehende Volumenveränderungen in der Scherzone zwischen Pfahl und Boden in einem sehr kleinen Bereich, der etwa dem zwei- bis zehnfachen des mittleren Korndurchmessers  $d_{50}$  entspricht, statt. Außerhalb dieser Scherzone wird dem Boden ein 'quasi elastisches' Materialverhalten unterstellt, welches im Wernick-Modell über Federn abgebildet ist (vgl. Abbildung 2) aus (FIORAVANTE, ET AL., 1999).

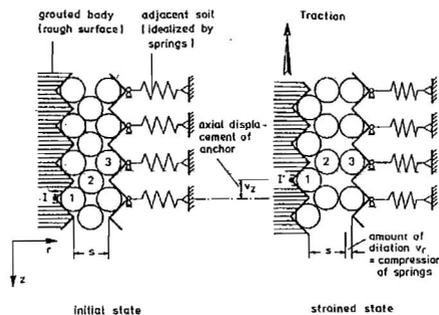


Abbildung 2: Wernick-Modell zur 'begrenzten Dilatanz' (WERNICK, 1978)

Bei einem standardmäßig durchgeführten direkten Scherversuch wird der Bodenprobe eine konstante Normalspannung aufgeprägt (CNL, Constant Normal Load). Im Anschluss wird die Probe abgeschert. Nach Abbildung 2 ändert sich jedoch bei eintretender Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden und gleichzeitiger Volumenveränderung die auf das betrachtete Element einwirkende Normalspannung. Um dem Modell von Wernick gerecht zu werden, muss der Kontaktreibungsversuch entsprechend angepasst werden. Zur Abbildung des quasi-elastischen Materialverhaltens außerhalb der Scherzone wurden daher modifizierte Rahmenschergeräte für Kontaktreibungsversuche entwickelt. Die Prinzipskizze eines modifizierten Rahmenschergerätes zeigt Abbildung 3 (links). Bei einer Volumenverän-

derung ändert sich entsprechend die normal auf die Probe wirkende Ausgangsnormalspannung analog zur im Vorfeld eingestellten Federsteifigkeit  $k$  (spring) des Systems. In der Literatur werden diese Versuche als direkte Scherversuche mit konstanter Normalsteifigkeit (CNS, Constant Normal Stiffness) beschrieben.

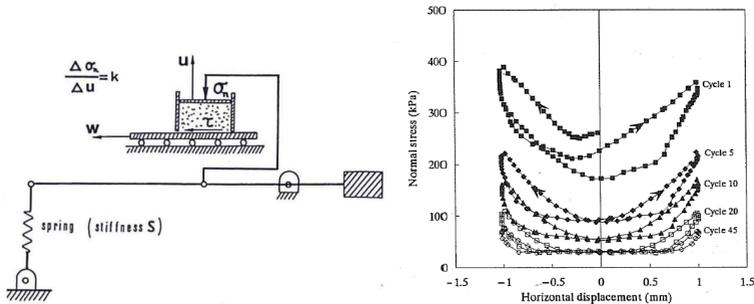


Abbildung 3: Prinzipskizze CSN-Scherversuch (BOULON/FORAY, 1986) (links), Normalspannungspfad in Abhängigkeit der Zyklenzahl (AIREY, ET AL., 1992) (rechts)

Das Ergebnis eines zyklischen CNS-Versuches von (AIREY, ET AL., 1992) zeigt Abbildung 3 (rechts). In dem Versuch wurde eine Stahlplatte weggesteuert gegen einen dicht gelagerten Sand bei einer zyklischen Wechsellast von  $\pm 1$  mm abgeschert. Gezeigt ist der Verlauf der Normalspannung  $\sigma_n$ , der sich bei einer Federsteifigkeit  $k$  von  $1.600 \text{ kN/m}^2/\text{mm}$  einstellt. Beim ersten Belastungszyklus kommt es zu einer Erhöhung der auf die Scherfläche wirkenden Normalspannung. Mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen reduziert sich die Normalspannung deutlich. Die Autoren erklären den anfänglichen Normalspannungszuwachs durch die Volumenzunahme des Bodens bei Scherbeanspruchung (Dilatanz). Hierdurch erfährt die Feder eine Stauchung, die gleichbedeutend mit einem Anstieg der normal auf der Scherfläche wirkenden Spannung ist. Mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen kehrt sich das Verhalten um. Der Boden wird verdichtet, das Volumen nimmt ab. Bezogen auf die Prinzipskizze des CSN-Scherversuches bedeutet dies, dass sich die Feder entspannt, d. h. sich die Normalspannung reduziert.

Das hier dargestellte Verhalten kann in ähnlicher Art auf eine Pfahlrammung übertragen werden. Erreicht das unterste Element der Pfahlwandung die Ebene  $x$  unter GOK, erhöht sich die normal auf die Pfahlwand wirkende Spannung, gleichbedeutend mit einem Anstieg



nach oben). Der Ein- und Ausbau des Modellbodens erfolgt über einen Säulenschwenkkran. Eine Last-Rahmenkonstruktion ermöglicht die Durchführung von statischen Probelastungen bis zu einer maximalen Druckkraft von ca. 1.350 kN.



Abbildung 5: Großmaßstäblicher Versuchsstand auf dem Gelände des IGB-TUBS

### 3.2 Modellsand

Als Modellsand wurde ein Quarzsand aus einem Abbaugelände im Beienroder Oberkreidebecken (Ostniedersachsen) verwendet. Es handelt sich nach DIN 18196:2006-6 um einen enggestuften Sand (SE) und nach DIN 4022-1:1987-9 um einen Fein- und Mittelsand (fs + mS) mit einer Korngröße von ca. 0,1 bis 0,45 mm. Die Kornform des Sandes ist annähernd rund. Abbildung 6 zeigt zum einen die Körnungslinie und zum anderen lichtmikroskopische Aufnahmen des Modellsandes. Weitere Kennziffern können beispielsweise (STAHL-MANN/FISCHER, 2013) entnommen werden.

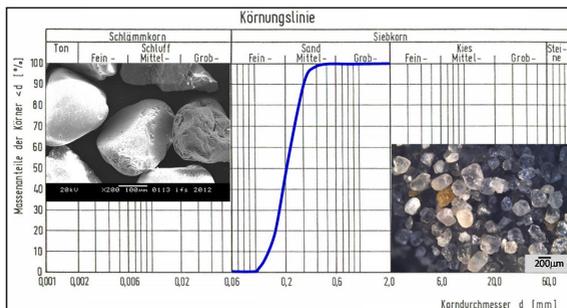


Abbildung 6: Körnungslinie und lichtmikroskopische Aufnahmen des Modellsandes

### 3.3 Bodeneinbau und Versuchsdurchführung

Der Einbau des Modellsandes (ca. 53 m<sup>3</sup>) erfolgte in Anlehnung an das von (TASAN, 2011) beschriebene Verfahren mit Greifer und Vibrationsplatte, mit dem gute Ergebnisse hinsichtlich Homogenität, Reproduzierbarkeit und Lagerungsdichte erreicht wurden. Abbildung 7 zeigt das Einheben des Modellsandes in den Trog sowie die verwendete Vibrationsplatte.



Abbildung 7: Einbau des Modellsandes mit Zweischalengreifer und Rüttelplatte

Der Boden wurde in Schichtmächtigkeiten von jeweils ca. 20 cm eingebaut und je nach Verdichtungsgrad nicht, einfach oder mehrfach mit der Rüttelplatte verdichtet.

### 3.4 Reproduzierbarkeit des Einbaus

Zur Bewertung der Homogenität und Lagerungsdichte bzw. der Reproduzierbarkeit des Bodeneinbaus wurden zahlreiche Rammsondierungen durchgeführt und die Dichte des Bodens mit dem Ausstechzylinder-Verfahren bestimmt. Das Ergebnis der Rammsondierungen (Abbildung 8, links) zeigt eine gute Übereinstimmung als Verlauf der Schlagzahlen über die Einbindetiefe bei zwei unterschiedlichen Versuchen mit gleicher Einbauvariante.

Als weitere Plausibilitätskontrolle konnten z. B. die Ergebnisse der statischen Probelastungen herangezogen werden. Der Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie von zwei unterschiedlichen statischen Probelastungen bei identischen Einbaubedingungen und Versuchsdurchführung zeigt Abbildung 8 (rechts). Auch hier konnten vergleichbare Ergebnisse erzielt werden.

Ein Vergleich der Ergebnisse aus unterschiedlichen Versuchen hinsichtlich der Veränderung der Spannungen im Boden oder dem statischen Widerstands-Setzungs-Verhalten ist somit möglich.

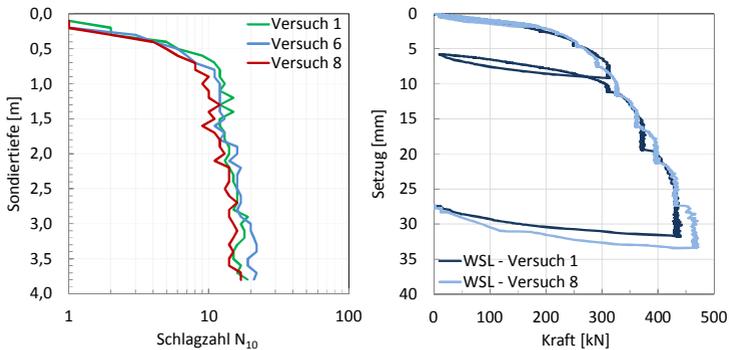


Abbildung 8: Reproduzierbarkeitskontrolle

### 3.5 Messtechnik im Boden

Für die Erfassung der Spannungsveränderungen im Boden wurden Erddruck- und Porenwasserdruckgeber der Firma GLÖTZL verwendet. Zum Einsatz kamen insgesamt acht Erddruckgeber zur Erfassung der horizontalen bzw. tangentialen Spannungen, vier Erddruckgeber zur Erfassung der vertikalen Spannungen und vier Porenwasserdruckgeber (vgl. Abbildung 9).

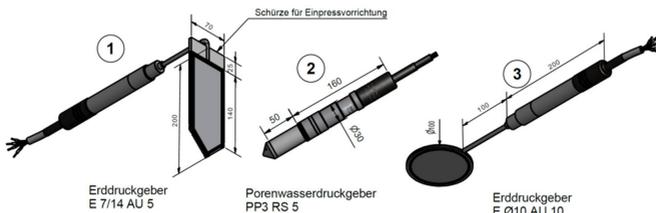


Abbildung 9: Verwendete Erddruck- und Porenwasserdruckgeber

Während der Rammung wurden die Spannungen mit einer Abtastrate von 10 Hz gemessen. Die Lage der Sensoren wurde für jeden Versuch individuell gewählt. Hauptsächlich wurden die Spannungen im Nahfeld der Pfahlspitze bei Erreichen der Endtiefe bzw. im Nahfeld zur Pfahlwand gemessen. Durch eine mögliche, minimale Schiefstellung des Pfahles während der Rammung wurde ein minimaler Abstand zwischen den wiederzuverwendenden Erddruck- und Porenwasserdruckgebern und dem Pfahl von 10 cm gewählt.

### 3.6 Pfahlführungskonstruktion

Das Ziel bei der Pfahlrammung bei gleichzeitiger Messung der Spannungen im Boden war, den Pfahl möglichst lotrecht in den Versuchsstand einzubringen, um die Ergebnisse der Spannungsmessungen aus den unterschiedlichen Versuchen bestmöglich miteinander vergleichen zu können. Zur Realisierung der lotrechten Einbringung wurde eine eigens für die Versuche entwickelte Pfahlführungskonstruktion verwendet, die in der nachfolgenden Abbildung dargestellt ist. Über horizontal verschiebbliche Führungsbacken können Pfähle mit einem Durchmesser zwischen ca. 25 und 55 cm lotrecht fixiert werden.



Abbildung 10: Pfahlführungskonstruktion

Während der Pfahlrammung konnte keine entscheidende Schiefstellung des Pfahles gemessen werden. Es ist davon auszugehen, dass der geplante Abstand zwischen der Pfahlwand bzw. dem Pfahlfuß und den Spannungssensoren im Boden relativ genau eingehalten wurde.

### 3.7 Modellpfähle

Für die Rammversuche wurden Modellpfähle aus Edelstahl verwendet. Die wichtigsten Kenngrößen der verwendeten Modellpfähle sind: Länge 3,00 m, Durchmesser 355,6 mm, Wandstärke 3,0 mm, Stahlgüte 1.4301, Elastizitätsmodul 200.000 N/mm<sup>2</sup>

### 3.8 Rammeinheit

Für die Rammversuche wurde in enger Abstimmung zwischen der Firma Delmag und dem IGB-TUBS eine Rammeinheit bestehend aus einem Diesel-Modellhammer, einem Mäkler

mit Seilwinde und einer Radlader-Ankoppelung entwickelt. Die Größe des Troges, die maximale Hubkraft des Radladers, der Abstand zum Pfahl sowie dessen maximale Höhe zu Beginn der Rammung wurden hierbei berücksichtigt. Abbildung 11 zeigt das fertiggestellte Gesamtsystem bei ersten Vorversuchen.



Abbildung 11: Radlader, Mäkler, Hammer

Technische Kennwerte des verwendeten Dieselhammers vom Typ DELMAG D2 sind nachfolgend angegeben: Fallgewicht: 220 kg, Gesamtgewicht: 360 kg, Gesamthöhe: 205 cm, maximale Breite: 39,5 cm, Fallhöhe (stufenlos regelbar): 60 – 130 cm, Rammschläge: 60 – 70 / min., Explosionskraft: 11.300 kg, Energie pro Schlag: 11.300 kg, Kraftstoffverbrauch: 0,5 l/Std.

## 4 Versuchsergebnisse

### 4.1 Messprogramm

Nachfolgend sind exemplarisch Versuchsergebnisse aus einem von insgesamt 13 durchgeführten Modellversuchen dargestellt. Wären des Versuches wurden die nachfolgenden Daten aufgezeichnet: Horizontalspannung, Tangentialspannung, Vertikalspannung, Porenwasserdruck, Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf, Fallhöhe der Fallmasse (Video) und Eindringung je Rammschlag (Video). Rund einen Tag nach der Installation wurde der Pfahl statisch bis zu einer Grenzlast von rd. 275 kN (0,1-D) belastet.

## 4.2 Spannungsmessungen

Abbildung 12 zeigt ausgewählte Ergebnisse dieses Versuches, bei dem der Modellboden lagenweise eingebaut (Lage á 20 cm) und in der Folge einfach verdichtet (je Schicht, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte) wurde. Nach dem Aufbau des Modellbodens wurde dieser von unten nach oben aufgesättigt.

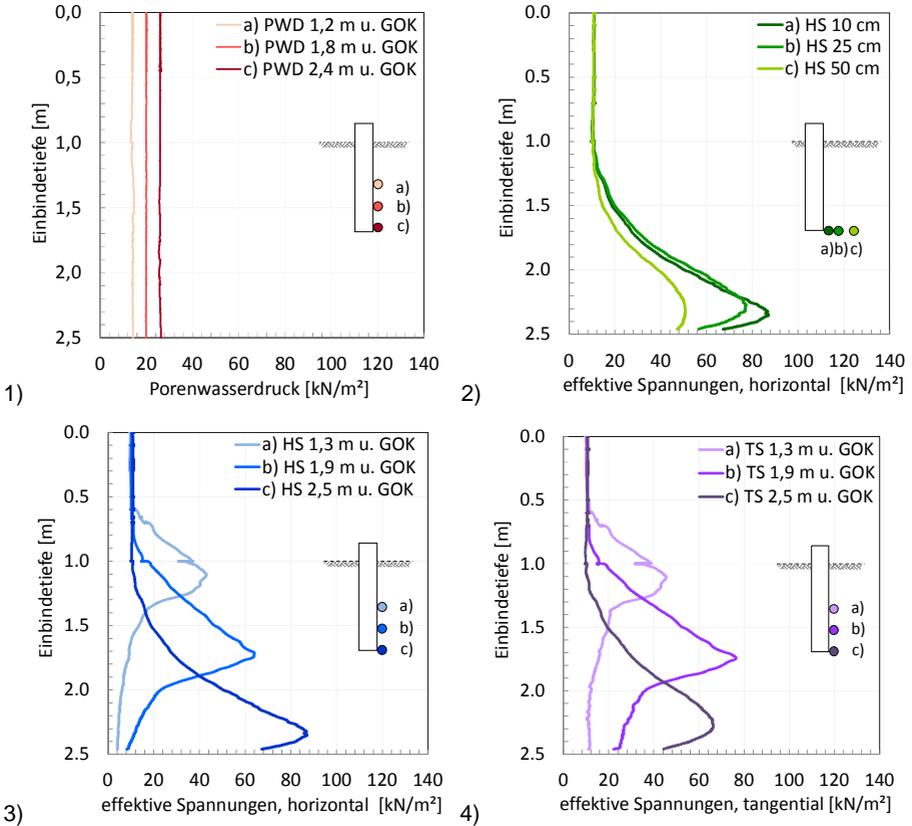


Abbildung 12: Spannungsmessungen

Abbildung 12(1) zeigt die Entwicklung des Porenwasserdruckes während der Rammung. Wie bereits in Abschnitt 2.4 beschrieben, wurden auch während der hier dargestellten Modellversuche keine Porenwasserüberdrücke gemessen. Die drei Abbildungen (2), (3) und

(4) zeigen somit jeweils die gemessenen effektiven Spannungen, reduziert um den jeweiligen hydrostatischen Wasserdruck in der Messebene. Abbildung 12(2) zeigt den Verlauf der Horizontalspannungen in einer Tiefe von 2,5 m unter GOK (maximale Rammtiefe). Als Startwert wurde die im Mittel aller Versuche gemessene Horizontalspannung in der jeweiligen Sensorebene infolge Eigengewicht des Bodens und Verdichtungserddruck angesetzt (aufgeteilt nach der jeweiligen Einbauart). Im Verlauf der Rammung kommt es zu einem sukzessiven Anstieg der Horizontalspannungen, entsprechend der in Abbildung 4 dargestellten Spannungspfade. Der initiale Spannungsanstieg wurde bei einem Abstand zur Messebene von ca.  $3,5 \cdot D$  gemessen und entspricht damit in etwa der von (BALTHAUS, 1986), (МАНУТКА/НЕНК, 2009) oder (LÜKING, 2010) beschriebenen Verschiebungszone unterhalb des Pfahlfußes von  $2,0 \cdot D$  bis  $3,0 \cdot D$ . Der Maximalwert der Horizontalspannung wurde jeweils oberhalb der Messebene aufgezeichnet (vgl. Abbildung 14). Dieses Ergebnis zeigte sich in allen Rammversuchen, wobei der Abstand in Abhängigkeit zur Ausgangsspannung oder zum Sättigungsgrad variiert. Zusätzlich reduzieren sich die Horizontalspannungen mit zunehmendem Abstand zur Pfahlwandung. Abbildung 12(3) und (4) zeigen den Verlauf der effektiven Horizontal- und Tangentialspannungen in drei Messebenen (1,3 m, 1,9 m und 2,5 m unter GOK), jeweils 10 cm von der Pfahlwandung entfernt. Analog zu den in Abschnitt 2.3 beschriebenen Forschungsergebnissen kommt es mit geringer werdendem Abstand zwischen Pfahlfuß und Messebene zu einem Spannungsanstieg, wobei der Maximalwert jeweils oberhalb der Messebene liegt. Passiert der Pfahlfuß die Messebene, reduzieren sich die gemessenen Spannungen deutlich und nähern sich einem Grenzwert an. Dieser Effekt entspricht dem in Abschnitt 2 beschriebenen Pfahllängeneffekt (Friction Fatigue). Weiterhin konnte festgestellt werden, dass die gemessenen Tangentialspannungen in einem Abstand von ca. 10 cm zur Pfahlwandung in etwa den gemessenen Normal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen entsprechen. Dieses Ergebnis ist vergleichbar zu allen weiteren Modellversuchen, bei denen zusätzlich auch die Tangentialspannungen gemessen wurden.

#### 4.3 Berechnung der Mantelreibung

Im Verlauf der Pfahlrammung wird die auftretende und sich je Element ändernde Pfahlmantelreibung üblicherweise über das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium analog zur nachfolgenden Gleichung 1 berechnet:

$$q_{s,SRD} = \sigma'_{h,SRD} \cdot \tan \delta \quad \text{Gl. 1}$$

Wobei  $\sigma'_{h,SRD}$  die sich ändernde, effektive Normalspannung je Element und  $\delta$  den Wandreibungswinkel zwischen Pfahl und Boden beschreibt. Die effektiven Radialspannungen  $\sigma'_{h,SRD}$  wurden in den einzelnen Versuchen in unterschiedlichen Tiefenlagen und in einer Entfernung von ca. 10 cm zur Pfahlwandung gemessen (vgl. Abbildung 12). Die in der Literatur angegebenen Ansätze zur Bestimmung des Wandreibungswinkels  $\delta$  (z. B. JARDINE/CHOW, 1996), beruhen auf der Oberflächenrauheit üblicher Stahlrohrpfähle (6-10  $\mu\text{m}$ ). Für die glatteren Modellpfähle wurde der Wandreibungswinkel daher gesondert in Laborversuchen bestimmt. Die mittlere Oberflächenrauheit der Modellpfähle wurde über das Tastschnittverfahren mit ca. 2  $\mu\text{m}$  bestimmt. In der Folge wurde der Modellboden mittels direktem Scherverversuch mit konstanter Normalspannung gegen einer Stahlplatte mit einer vergleichbaren Oberflächenrauheit (2,5  $\mu\text{m}$ ) abgeschert, wobei die aufgebrachten Normalspannungen in etwa den während der Pfahlrammung gemessenen Normalspannungen entsprachen. Die Versuchsdurchführung zeigt Abbildung 13. Als Ergebnis konnte ein mittlerer Wandreibungswinkel von  $\delta_{\text{Modell}} = 26,5^\circ$  bestimmt werden, der in der Folge der Berechnung der Mantelreibung zugrunde gelegt wird. Mit Verweis auf Abschnitt 2.5 entspricht der direkte Scherverversuch mit konstanter Normalspannung nicht ideal dem mechanischen Verhalten des Bodens bei Scherbeanspruchung. Versuche von (MORTARA, ET AL., 2007) zeigen jedoch, dass der Reibungswinkel im Bruchzustand bei einem Versuch mit konstanter Normalspannung in etwa dem Reibungswinkel bei einem Versuch mit konstanter Normalsteifigkeit entspricht.



Abbildung 13: Messverfahren zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit (links), direkter Scherverversuch zur Bestimmung des Kontaktreibungswinkels (rechts)

#### 4.4 Entwicklung der Mantelreibung über die Einbindetiefe

Analog zum in Abschnitt 4.3 beschriebenen Berechnungsansatz wurde die Mantelreibung aus den Messergebnissen bestimmt. Der Verlauf der 'Pfahlmantelreibung' während der Pfahlrammung ist in Abbildung 14 (links) gezeigt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Mantelreibung erst ab dem Zeitpunkt, an dem der Pfahlfuß die jeweilige Messebene erreicht, angesetzt werden kann. Aus den Messungen ergibt sich eine initiale Pfahlmantelreibung, die als blaue Linie in Abbildung 14 (rechts) dargestellt ist. Der Mantelreibungswert bei GOK ist hier über eine Exponentialfunktion als extrapoliertes Wert abgeschätzt, wobei die Exponentialfunktion durch nachfolgende Rammsimulationen (Abschnitt 5) verifiziert wurde.

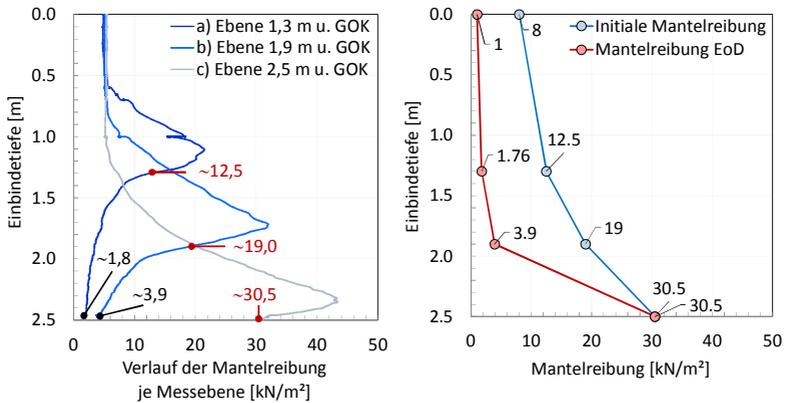


Abbildung 14: Veränderung der Mantelreibung an drei Messebenen (links),  
Initiale Mantelreibung, Mantelreibung am Ende der Rammung (rechts)

Aus den gemessenen Spannungen am Ende der Rammung (2,5 m Einbindetiefe) kann die existierende Mantelreibung über die Einbindetiefe dargestellt werden (rote Linie in Abbildung 14 (rechts)). Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmendem Abstand zwischen Pfahlfuß und Messebene, die Abweichung zwischen initialer und residualer Spannung größer wird. Dieses Ergebnis ist in Abbildung 15 noch einmal prozentual für die beiden Messebenen dargestellt. Die Mantelreibung wird, sobald der Pfahlfuß die Messebene erreicht, als maximal angenommen (100%). Mit größer werdendem Abstand zwischen Pfahlfuß und Messebene reduziert sich die Mantelreibung entsprechend und nähert sich einem Grenzwert an, der in dem hier dargestellten Versuch ca. 15 % bis 20% der initialen Mantel-

reibung entspricht. Ähnliche Ergebnisse wurden u.a. auch von (ALM/HAMRE, 2001) beschrieben. Für gesättigte, nichtbindige Böden empfehlen die Autoren eine minimale, residuale Mantelreibung die in etwa 20% der initialen Mantelreibung entspricht.

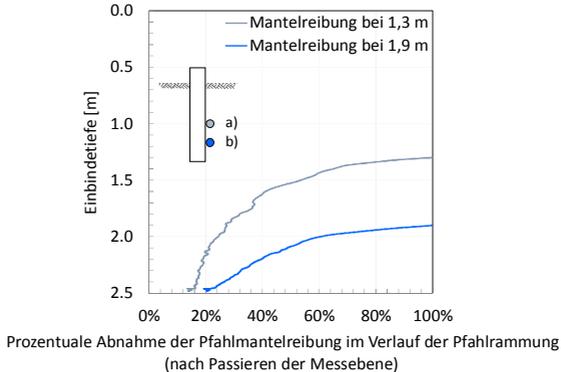


Abbildung 15: Pfahl längeneffekt

## 5 Rammsimulation

Abschließend wurden die Ergebnisse des beschriebenen Modellversuches noch einmal numerische unter Adaption der Realwerte simuliert. Verwendet wurde hierbei die Software All-Wave-PDP der Firma Allnamics, Niederlande. Die theoretischen Grundlagen, die der Software zugrunde liegen, sind beispielsweise in (MIDDENDORP, 2004) beschrieben. Ziel bei der numerischen Simulation des Rammvorgangs ist es, die Anzahl der Rammschläge über die Einbindetiefe möglichst exakt abschätzen bzw. abbilden zu können. Aus dem Simulationsergebnis können u.a. in einem weiteren Schritt die Spannungsschwingbreiten über die gesamte Länge des Pfahles und für jeden einzelnen Rammschlag bestimmt werden. Hierdurch kann in der Folge die aus der Pfahlinstallation entstandene Materialermüdung (Vorschädigung), als wesentliche Berechnungsgröße im Rahmen des Pfahldesigns, ermittelt werden.

In einem ersten Schritt wurde der gemessene Pfahl längeneffekt in der Software implementiert, so dass die auf den Pfahl wirkende Mantelreibung je Simulationsschritt (hier je 0,1 m Rammfortschritt) den Messdaten aus dem Versuch entspricht. Der tiefenabhängige Reduktionsfaktor  $\beta(x)$  wurde im Modell über die nachfolgende Exponentialfunktion abgebildet:

$$\beta(x) = \text{MAX}\{q \cdot e^{-\alpha(h-x)} ; \beta(x)_{\text{min}}\} \quad \text{Gl. 2}$$

- Mit:  $\beta(x)$  = Reduktionsfaktor über die Pfahleinbindetiefe  
 $\beta(x)_{\min}$  = Minimaler Reduktionsfaktor  
 $q$  = Reduktionsfaktor am Pfahlfuß (hier: keine Reduktion)  
 $e$  = Eulersche Zahl  
 $\alpha$  = Krümmung der Funktion  
 $h$  = Einbindetiefe (zum betrachteten Zeitpunkt)  
 $x$  = Tiefenelement von GOK bis  $h$

Mit einer Krümmung von  $\alpha = 2,5$  und einem minimalen Reduktionsfaktor von 15% konnten die Messergebnisse aus dem Versuch gut über die Exponentialfunktion abgebildet werden. Abbildung 16 zeigt die Messergebnisse aus dem Modellversuch (Punkte), die in die Software eingelesenen initiale Pfahlmantelreibung (gepunktete blaue Linie) sowie die durch den Pfahllängeneffekt (Gl. 2) reduzierte Pfahlmantelreibung bei einer Einbindetiefe von 1,3 m (blaue Linie), 1,9 m (grüne Linie) und 2,5 m (gepunktete rote Linie).

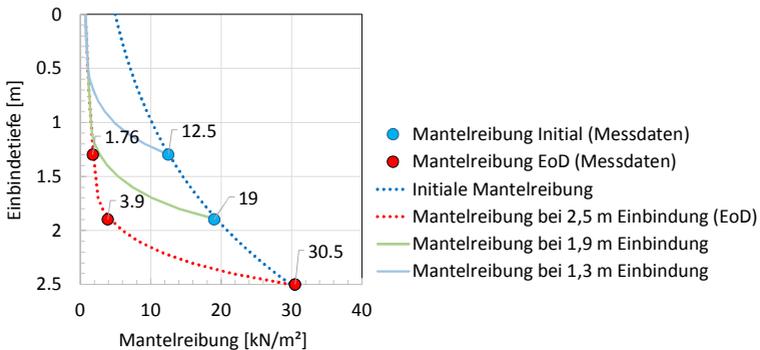


Abbildung 16: Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes während der Simulation

Durch den Vergleich der gestrichelten roten Linie in Abbildung 16 (Simulation) mit der roten Linie in Abbildung 14 (Messung) kann davon ausgegangen werden, dass die gewählte Exponentialfunktion dem Pfahllängeneffekt aus dem Modellversuch entspricht.

In einem zweiten Schritt wurde der im Modellversuch verwendete Dieselhammer (vgl. Abschnitt 3.8) im Simulationsmodell implementiert. Hierfür wurden die während des Modellversuches gemessenen Dehnungen und Beschleunigungen am Pfahlkopf sowie die sich hieraus ergebenden Pfahlverschiebungen über die Zeit mit dem Ergebnis der Rammsimulation in der jeweiligen Einbindetiefe verglichen.

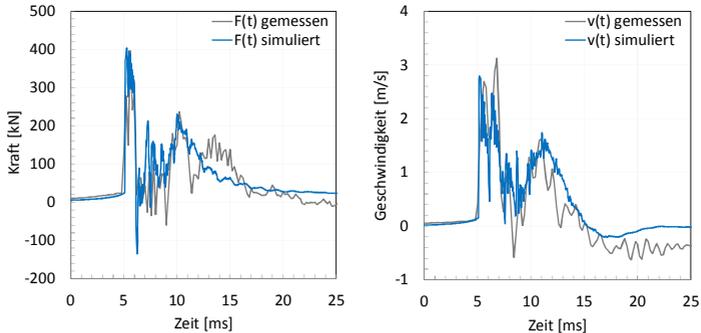


Abbildung 17: Anpassung des Hammers im numerischen Modell

Bei einem Dieselhammer kommt es vor der tatsächlichen Explosion des Brennstoffes zu einer Luftverdichtung, die in einem anfänglichen, leichten Anstieg der Kraft über die Zeit zu erkennen ist. Auch dieser Bereich in der Komprimierungsphase wurde durch Anpassungen in der Simulationssoftware entsprechend berücksichtigt. Das Ergebnis der Hammeranpassung als Kraft bzw. Geschwindigkeit über die Zeit zeigt Abbildung 17 bei einer Einbindetiefe von 2,5 m. Sowohl Kraft als auch Geschwindigkeit über die Zeit konnten in der Simulationsberechnung gut abgebildet werden.

Die in den Pfahl eingetragene Energie wurde entsprechend der bei dem Modellversuch im Video aufgezeichneten Fallhöhe in der Simulationssoftware als Fallhöhe  $h$  (Impact Stroke) implementiert. Mit zunehmenden Bodenwiderständen und zunehmender Einbindetiefe zeigt das Simulationsergebnis einen entsprechenden Anstieg der nach oben beschleunigten Fallmasse nach der Zündung des Brennstoffes (Rebound Stroke). Sowohl Impact als auch Rebound Stroke wurden je Simulationsschritt entsprechend miteinander abgeglichen, was zu einer sukzessiven Erhöhung der in den Pfahl eingeleiteten Energie im Verlauf der Rammung führt. Dieses Ergebnis entspricht den Messergebnissen aus dem Modellversuch.

Abschließend wurden die statischen und dynamischen Bodenparameter: initiale Mantelreibung, Pfahlspitzendruck, Dämpfung oder Quake (der Punkt, an dem die plastische Pfahlverschiebung einsetzt) so angepasst, dass die simulierte Pfahleindringung bestmöglich mit der in situ gemessenen Pfahleindringung je Rammschlag übereinstimmt.

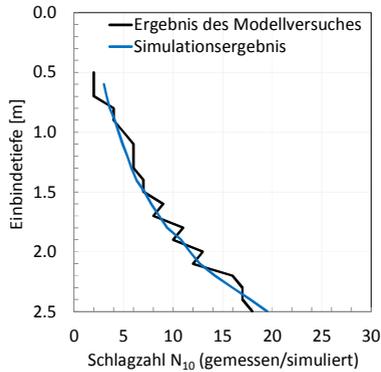


Abbildung 18: Ergebnis der Rammsimulation als Rammschläge je 10 cm Eindringung

Das Ergebnis der Rammsimulation als Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung zeigt Abbildung 18. Ebenfalls dargestellt sind die bei den Modellversuchen gemessenen Rammschläge je 10 cm Eindringung. Die gemessene Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung konnten im numerischen Modell sehr gut nachgefahren werden, sodass von einer genauen Abbildung der Pfahlrammung im numerischen Modell ausgegangen werden kann. Insbesondere auch durch die möglichst exakte Berücksichtigung der bodenmechanischen Mechanismen, die bei der Rammung von offenen Rohrpfehlen auftreten.

## 6 Zusammenfassung

Als wesentliches Ergebnis der Modellversuche konnte das Verständnis der bodenmechanischen Mechanismen, die während der Rammung von offenen Rohrpfehlen in nichtbindigen Böden auftreten, verbessert und in der Folge auf Rammsimulationen übertragen werden.

Neben der Eingabe der Kennwerte des Pfahles und des Hammers bildet die Eingabe realitätsnaher Bodenparameter die Grundlage für ein realistisches Berechnungsergebnis. Bei derzeit gängigen Berechnungsprogrammen wird der Widerstand am Pfahlmantel üblicherweise als konstanter Wert je Element (z. B. je Pfahlmeter) vorgegeben. Tatsächlich verändern sich die Pfahlwiderstände jedoch bei jedem einzelnen Rammschlag (vgl. Abschnitt 2 und 4). Die in den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse blieben in der Vergangenheit bei Simulationsberechnungen oftmals unberücksichtigt. Die als konstant über die Pfahlram-

mung angenommenen Pfahlwiderstände wurden lediglich durch einen globalen Faktor reduziert. Als Ergebnis existieren zahlreiche von der Realität abweichende Berechnungsergebnisse. Sinnvoller ist es daher, eine Neuberechnung der Pfahlmantelwiderstände für jeden einzelnen Rammschlag, wenigstens aber für jeden Meter Eindringung durchzuführen.

Der hier geforderte Ansatz konnte in den vergangenen Monaten durch Erweiterungen bestehender Softwarepakete realisiert werden. Aktuelle Simulationsergebnisse zeigen, dass durch die Erweiterungen in der Software, die tatsächlich auftretenden bodenmechanischen Mechanismen sehr gut abgebildet und somit die in situ gemessenen Rammschläge über die Einbindetiefe gut simuliert und zukünftig verbessert prognostiziert werden können.

Im Rahmen von unveröffentlichten Rammsimulationsstudien von offshore Gründungspfählen konnten, unter Berücksichtigung der beschriebene Softwareerweiterungen, sehr gute Ergebnisse hinsichtlich der gemessenen Schlagzahlen über die Einbindetiefe, die eingetragene Energie je Rammschlag etc. erzielt werden. Insbesondere in einem sehr heterogenen Baugrund ist die Wahl unterschiedlicher Pfahllängeneffekte (Exponentialfunktionen) je Bodenschicht Grundvoraussetzung für eine gute Rammprognose bzw. eine exakte Simulation der in situ aufgezeichneten Messdaten.

## Literatur

**Airey, D. W.; Al-Douri, R. H.; Poulos, H. G.;** Estimation of Pile Friction-Degradation from Shearbox Tests, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 15(4)*, S. 388-392, Philadelphia, USA, 1992.

**Allard, M. A.; Scott, R. F.; Lee, J. R.;** Driveability on piles. Experiments on model piles driven in flight in the centrifuge, *3rd International Conference on Numerical Methods in Off-shore Piling*, S. 91-103, Nantes, France, 1986.

**Alm, T.; Hamre, L.;** Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations, *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, S. 1297 – 1302, Istanbul, 2001.

**Altaee, A.; Fellenius, B. H.; Evgin, E.;** Load transfer for piles in sand and the critical depth, *Canadian Geotechnical Journal (30)*, S. 455-463, 1993.

**Balthaus, H.;** Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, *Promotion, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Heft 21*, 1986

**Boulon, M; Foray, P;** Physical and Numerical Simulation of Lateral Shaft Friction Along Offshore Piles in Sand, *Proceedings of the third International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, S. 127-147, Nantes, France, 1986.

**Chow, F. C.;** Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations. *University of London (Imperial College)*, Ph.D. thesis, London (Great Britain), 1996.

**Fioravante, V.; Ghionna, V. N.; Pedroni, S.; Porcino, D;** A Costant Normal Stiffness Direct Shear Box for Soil-solid Interfaces Tests, *Rivista italiana di geotecnica*, Vol. 3, S. 7-22, 1999.

**Fischer, J.; Höhmann, S.; Gattermann, J.; Stahlmann, J.;** Neue Erkenntnisse zur erzwungenen Verspannung des Baugrundes im Inneren von offenen Stahl-Großrohrpfählen anhand von in situ Messungen, *8. FZK-Kolloquium - Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen*, S. 105-116, Forschungszentrum Küste, Hannover, 2011.

**Fritsch, M.; Fischer J.; Hensel, J.;** Modelle zur Offshore-Rammsimulation mit gekoppelter Vorschädigungsberechnung, *Pfahl-Symposium 2013, Fachseminar am 22./23.02.13 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, 2013.

**Fugro;** EURIPIDES database report, Vol. 1 – 5, *Fugro B.V.*, Leidschendam, the Netherlands, 1996.

**Gavin, K.; Lehane, B. M.;** The shaft capacity of pipe piles in sand, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, Nr. 1, S. 36-45, *NRC Research Press*, 2003.

**Jardine, R.; Chow, F.;** New Design Methods for Offshore Piles, *MTD Publication 96/103*, London, U.K., 1996.

**Lehane, B. M.;** Experimental investigations of pile behavior using instrumented field piles, *University of London (Imperial College)*, Ph.D. thesis, London (Great Britain), 1992.

**Linder, W. R.;** Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand, *Technische Universität Berlin, Grundbau und Bodenmechanik*, 1977.

**Lüking, J. 2010;** Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden, *Schriftenreihe Geotechnik - Universität Kassel*, Bd. 23., Dissertation, 2010.

**Mahutka, K.-P.; Henke, S.;** Numerische Untersuchungen zur herstellungsbedingten Tragfähigkeit von Pfählen. Braunschweig : Pfahl-Symposium 2009, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, S. 471-492, Technische Universität Braunschweig, 2009.

**Middendorp, P.;** Thirty years of experience with the wave equation solution based on the method of characteristics, *7th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, Malaysia, 2004

**Mortara, G.; Mangiola, A.; Ghionna, V. N.;** Cyclic shear stress degradation and post-cyclic behaviour from sand-steel interface direct shear tests, *Canadian Geotechnical Journal - NRC Research Press, Vol. 44, S. 739-752*, 2007.

**Robertson, P. K.; Woeller, D. J.; Gillespie, D.;** Evaluation of excess pore pressures and drainage conditions around driven piles using the cone penetration test with pore pressure measurements, *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, S. 249-254*, 1990.

**Stahlmann, J.; Fischer, J.;** Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore – Gründungsstrukturen, *Abschlussbericht des BMU-Förderprojekts, Förderkennzeichen 0325162, Technische Universität Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik*, 2013

**Tasan, H. E;** Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, Dissertation, *TU Berlin, FG Grundbau und Bodenmechanik - Degebo*, 2011.

**Vesic, A. S;** Tests on instrumented piles, Ogeechee River site, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 96, No. GT2, S. 561–584*, 1970.

**Wernick, E.;** Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils, *Symposium on Soil Reinforcing and Stabilising Techniques, S. 201-219*, Sydney, Australien, 1978.

**White, D. J.; Lehane, B. M.;** Friction fatigue on displacement piles in sand, *Géotechnique 54, No. 10, S. 645 – 658*, 2004

**Witzel, M.;** Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden, *Schriftenreihe Geotechnik - Universität Kassel, Bd. 15.*, Dissertation, 2004.

Autoren

---

Dipl.-Ing. Jan Fischer

jan.fischer@fww.fichtner.de

Fichtner Water & Wind GmbH

www.fww.fichtner.de

Hammerbrookstraße 47b, 20097 Hamburg

Tel.: +49 40 300673-303

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig

www.tu-braunschweig.de/igb

Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

Tel.: +49 531 391 62000

# FICHTNER

WATER & WIND

Hammerbrookstrasse 47b  
D-20097 Hamburg

Tel. +49 40 300673 – 0

Fax. + 49 40 300673 – 110

[info@fww.fichtner.de](mailto:info@fww.fichtner.de)

[www.fww.fichtner.de](http://www.fww.fichtner.de)

## Ihr Partner für:

### **Wasserbau**

Verkehrswasserbau, Hafenplanung,  
Küstenschutz, Hochwasserschutz,  
Nassbaggerarbeiten, Bodenmanagement

### **Tragwerksplanung**

Konstruktiver Wasserbau, Bauen im Bestand,  
Ingenieurbauwerke, Ausführungsplanung

### **Geotechnik**

Grundbau, Geotechnik, Ingenieur- und  
Hydrogeologie, Erdbaulabor, Erdbau

### **Offshore Wind**

Windparkplanung, Ertragsanalysen, Design,  
Design Review, Lender's Engineering,  
Elektrotechnik, Installation, Logistik,  
Bauüberwachung, Probelastungen

### **Onshore Wind**

Machbarkeitsstudien, Wind- und  
Ertragsprognosen, Lender's Engineering, Owner's  
Engineering, Design Review, Bauleitung

Mit interdisziplinärer Arbeitsweise und  
ausgezeichneter fachspezifischer Expertise bieten  
Ihnen unsere Mitarbeiter ein breit gefächertes  
Planungs- und Beratungsangebot.

Ein Unternehmen der  
**FICHTNER** Gruppe



CONSULTING & IT



ENERGIE



UMWELT



WASSER & INFRASTRUKTUR



# **Zum Gruppentragverhalten bei vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand**

Christian Moormann, Stephan Ries

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS)

## **1 Einleitung**

Während für das Gruppentragverhalten von Bohrpfählen sowohl messtechnische Erfahrungen als auch verschiedene Bemessungsansätze (u.a. in der EA-PFÄHLE) vorliegen, ist das Gruppentragverhalten von Verdrängungspfählen weitgehend ungeklärt. Insbesondere ist offen, ob die herstellungsbedingte Erhöhung von Lagerungsdichte und Spannungszustand im Bodenkontinuum die von Bohrpfählen bekannte, aus der Pfahl-Pfahl-Interaktion resultierende Verringerung der Mantelreibung kompensiert bzw. ob die aus der Verdichtung in einer Gruppe resultierenden Effekte im Sinne einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung bei der Bemessung von Verdrängungspfählen genutzt werden können. Technische Regelwerke zur rechnerischen Berücksichtigung der Gruppeneffekte von Verdrängungspfählen stehen nicht zur Verfügung.

Im Rahmen des Beitrags wird über die Ergebnisse eines laufenden Forschungsprojekts zum Gruppentragverhalten von Vollverdrängungspfählen auf der Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen berichtet. Ziel des Vorhabens ist die Klärung des Tragverhaltens und die Ableitung von Bemessungsansätzen für axial belastete Verdrängungspfahlgruppen unter Berücksichtigung der Herstellungseinflüsse.

## **2 Tragfähigkeit von Vollverdrängungspfählen**

Zum Tragverhalten von Vollverdrängungspfählen gibt es zahlreiche experimentelle und numerische Untersuchungen, die sich jedoch überwiegend auf Einzelpfähle fokussieren. So untersuchte HARTUNG (1994) und WIENHOLZ (1998) den Einfluss der Herstellung verschiedener Pfahlarten auf deren Tragfähigkeit und stellten dabei fest, dass insbesondere bei Vollverdrängungspfählen die Art der Einbringung die Pfahltragfähigkeit stark beeinflusst. Für die Bemessung relevante Untersuchungen (Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit) stellte WITZEL (2004) an, deren Ergebnisse heute die Grundlage für die in den EA-

PFÄHLEN dokumentierten Erfahrungswerte bilden. Da sich diese Forschungsvorhaben auf Untersuchungen am Einzelpfahl beschränken, soll mit dem vorliegenden Beitrag das Tragverhalten von Vollverdrängungspfählen in der Pfahlgruppe und die gegenseitige, insbesondere herstellungsbedingte Beeinflussung untersucht werden.

Die Bemessung von geramten Vollverdrängungspfählen kann im nationalen Kontext nach HANDBUCH EUROCODE 7, BAND 1 erfolgen. Grundlage für die in den EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES PFÄHLE (EA-PFÄHLE) angegebenen Erfahrungswerte sind die durch Korrelation zahlreicher statischer und dynamischer Pfahlprobebelastungen mit Drucksondierungen gewonnenen Erkenntnisse (KEMPFERT & BECKER 2007).

Die einzelnen, den Pfahlwiderstand beeinflussenden Faktoren wie Pfahltyp und Pfahlabmessungen, Methode der Pfahleinbringung, Bodenart, Primärspannungszustand, Standzeit und die Art der Belastung werden bei HARTUNG (1994) und WITZEL (2004) im Detail erläutert. Aus bodenmechanischer Sicht wird die Größe der Pfahlwiderstände wesentlich durch die effektive Scherfestigkeit des Bodens sowie bei nichtbindigen Böden durch das Dilatanzverhalten beeinflusst.

Erkenntnisse zum Gruppentragverhalten von Pfählen, insbesondere zum Gruppentragverhalten von Bohrpfählen, sind u.a. in RUDOLF (2005) dokumentiert. Für Bohrpfahlgruppen gilt demnach:

- das Pfahltragverhalten ist abhängig von der Position des Pfahls in der Pfahlgruppe,
- Gruppeneffekte sind primär abhängig vom Pfahlachsabstand  $a$ ,
- in der Regel weist der Gruppenpfahl eine geringere Steifigkeit als der vergleichbare Einzelpfahl auf.

In der EA-PFÄHLE wird davon ausgegangen, dass Verdrängungspfahlgruppen ein von Bohrpfahlgruppen abweichendes Setzungsverhalten zeigen. Da zum Gruppentragverhalten von Verdrängungspfählen noch wenige abgesicherte Erkenntnisse vorliegen, konnten in EA-PFÄHLE, Abs. 8.2.1.4, nur erste tendenzielle Angaben gemacht werden, die wie folgt zusammengefasst werden können:

a) Vollverdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden

- Tragfähigkeit: es kann ein Gruppenfaktor von  $G_R \geq 1,0$  angenommen werden; für günstige Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnisse von  $a/d = 0,3-0,7$  können Gruppenfaktoren bis zu  $G_R = 1,5$  auftreten.
- Gebrauchstauglichkeit: bei Verhältnissen von  $a/d \leq 0,5$  (ungünstig) sollte ein Gruppenfaktor von  $G_R \leq 1$  angenommen werden; bei günstigen Verhältnissen von  $a/d$  kann der Gruppenfaktor auch bei  $G_R \geq 1$  liegen.

b) Verdrängungspfahlgruppen in bindigen Böden

- Für Vollverdrängungspfahlgruppen in bindigen Böden sollte der Gruppenfaktor  $G_R \leq 1$  angenommen werden.
- Porenwasserdruckerhöhungen infolge des Einbringvorgangs führen zu einer (vorübergehenden) Reduzierung der Tragfähigkeit und damit zu einer Reduzierung des Gruppenfaktors.

Hierbei ist die widerstandsbezogene Gruppenwirkung  $G_R$  wie folgt definiert:

$$G_R = \frac{R_G}{n_G \cdot R_E} \quad (1)$$

Dabei sind:

$R_G$  der Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe,

$R_E$  der Widerstand des Einzelpfahls bei der mittleren Setzung der Pfahlgruppe,

$n_G$  die Anzahl der Gruppenpfähle.

Generell gilt nach EA-PFÄHLE, dass mit steigendem Pfahlabstand-Einbindetiefe-Verhältnis der Gruppenfaktor gegen  $G_R = 1$  tendiere.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

SIMONS (1967) stellt Ergebnisse für einen in Sand eingedrückten Pfahl vor, wobei er mit zunehmendem Reibungswinkel einen Anstieg für den Spitzendruck und die Mantelreibung beobachtet. Auch MEYERHOF (1976) wertet Mantelreibungswerte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel für verschiedene Pfahlarten aus. Dabei ist zu berücksichtigen, dass vor

der Pfahlherstellung ermittelte Festigkeitsparameter des Bodens mit Mantelreibungs- und Spitzendruckwerten des eingebrachten Pfahls verglichen werden.

Bei dicht gelagerten nichtbindigen Böden wirken sich Dilatanzeffekte positiv auf die Pfahltragfähigkeit aus. Hierbei kommt es bei Scherverformung zu einer Volumenvergrößerung und damit verbunden zu einer Erhöhung der Radialspannung bzw. der Mantelreibung. Bei mitteldicht oder locker gelagerten Böden hingegen bewegen sich die Sandkörner vertikal mit dem Pfahl und es kommt zu keiner horizontalen Bewegung der Sandkörner (WIENHOLZ 1998).

### **3.1 Änderung der Lagerungsdichte**

Für die Ableitung der Tragfähigkeit von Pfahlgründungen werden oft Drucksondierungen ausgeführt. Die Ergebnisse der Drucksondierungen lassen Rückschlüsse auf Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzenwiderstand sowie die Lagerungsdichte, die Scherfestigkeit und Steifigkeit des Bodens zu. Erkenntnisse zur Änderung der Lagerungsdichte des anstehenden Bodens stehen daher in direktem Zusammenhang mit der zu erwartenden Pfahltragfähigkeit.

Untersuchungen von MEYERHOF (1959), LINDER (1977), WIENHOLZ (1998) und WITZEL (2004) zeigen, dass der infolge der Einbringung von Vollverdrängungspfählen im Boden beeinflusste Bereich unterhalb des Pfahlfußes bis zu  $2,5-5,5 \cdot D$  und seitlich des Pfahlschafts bis zu  $4 \cdot D$  betragen kann. Dieser Einflussbereich wurde durch Spannungsmessungen (WITZEL 2004) und Rammsondierungen (WIENHOLZ 1998) detektiert. LINDER (1977) untersuchte den Einflussbereich, indem er den Versuchsboden lagenweise aus gefärbtem und naturfarbenem Sand einbaute, die Probe nach Versuchsdurchführung gefror und anschließend aufschnitt und vermaß.

Von WIENHOLZ (1998) im Modellversuch in einem Abstand von  $10 \text{ cm}$  ( $2 \cdot D$ ) zum eingerammten Modellpfahl ( $\varnothing 5,0 \text{ cm}$ ) ausgeführte leichte Rammsondierungen (DPL) zeigen eine Zunahme der Schlagzahlen um rund  $60 \%$  für einen originär mitteldicht gelagerten Sand (Abbildung 1). Auch unterhalb des Pfahlfußes stellt WIENHOLZ bis in eine Tiefe von rund  $4 \cdot D$  eine Zunahme der Schlagzahlen um rund  $20 \%$  infolge der Pfahleinbringung fest.

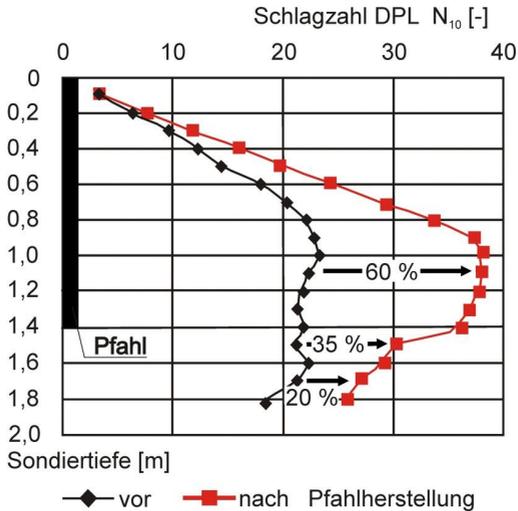


Abbildung 1: Vergleich der Rammsondierungen (DPL) vor und nach Pfahlherstellung, mitteldichter Sandeinbau, Abstand Pfahl – DPL = 10 cm (WIENHOLZ 1998)

### 3.2 Spannungsänderung

Modellversuche von WITZEL (2004) zeigen, dass mit der Erhöhung der Lagerungsdichte eine Erhöhung der Radialspannungen verbunden ist. Abbildung 2 zeigt die von WITZEL (2004) gemessene Änderung des Spannungsverhältnisses  $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ .

Für den gewählten Pfahldurchmesser des eingerammten Modellpfahls von 5 cm beträgt die Größe des Einflussbereichs in dem dichten Sand rund 40 cm ( $8 \cdot D$ ). Im Nahbereich des Pfahls (ca.  $1 \cdot D$ ) steigt die Horizontalspannung bis auf den dreifachen Wert des Ausgangsspannungszustandes und klingt mit zunehmendem Abstand vom Pfahl ab.

Feldversuche von CHOW (1995), bei denen die Interaktion zweier 6 m langer Stahlpfähle ( $\varnothing = 10,2$  cm) in mitteldicht bis dicht gelagertem Sand untersucht wurde (Abbildung 3), zeigen, dass es infolge der Herstellung des Pfahls B:

- zu einer signifikanten Erhöhung der Radialspannungen auf der Oberfläche des benachbarten Pfahls, hier eine Verdoppelung des nach Herstellung des Pfahl A herrschenden Spannungszustandes, kommt;

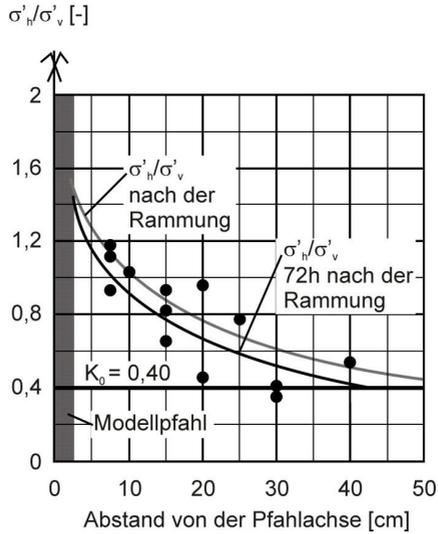


Abbildung 2: Änderung von  $K_0 = \sigma'_h/\sigma'_v$  bei Verdrängungspfählen (WITZEL 2004)

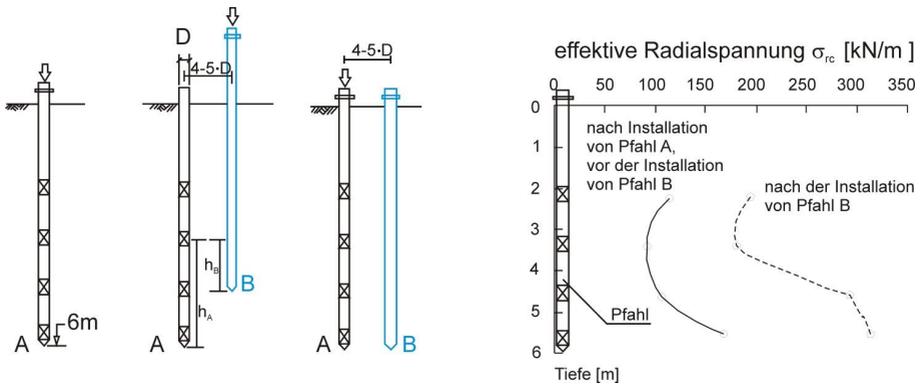


Abbildung 3: Änderung der im instrumentierten Pfahl A gemessenen Radialspannungen infolge Herstellung Pfahl B (CHOW 1995)

- zu Hebungen des Pfahls A (ca. 2,2 mm) und damit verbunden zu einer Reduktion des Spitzenwiderstands von Pfahl A kommt;

- sich die Gesamttragfähigkeit des Pfahls A um 19 % erhöht, wobei die Pfahlmantelreibung um 51 % steigt und der Pfahlspitzenwiderstand um 43 % sinkt, vgl. Abbildung 4.

Die Ergebnisse der Felduntersuchungen von CHOW (1995) bestätigen damit die von BRIAUD ET AL. (1989) in einem Feldversuch bei einer aus 5 Verdrängungspfählen bestehenden Pfahlgruppe festgestellte, signifikante Zunahme der Pfahlmantelreibung. Hierbei handelte es sich um 9,15 m lange Stahlpfähle mit einem Außendurchmesser von 27,3 cm, die in einen mitteldicht gelagerten Sand eingerammt wurden.

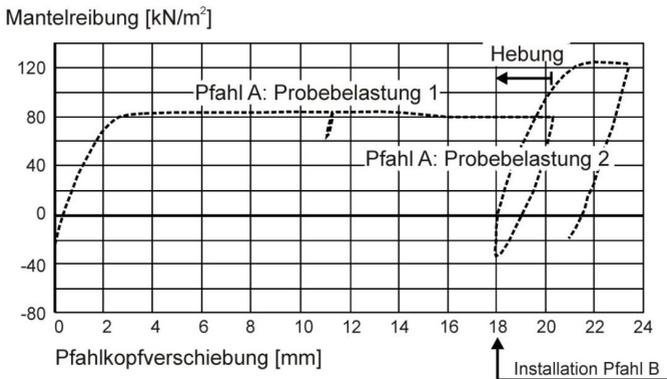
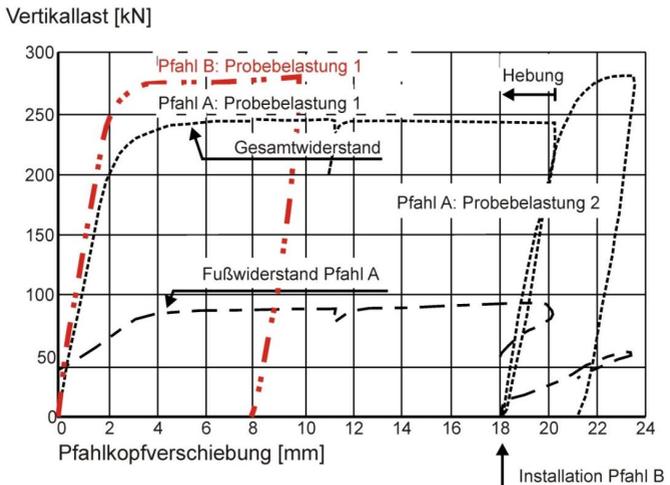


Abbildung 4: Ergebnisse der Pfahlprobelastungen, CHOW (1995)

Insbesondere die Änderung des mit der Pfahlinstallation verbundenen Spannungszustandes im Boden wirkt sich auf die Tragfähigkeit der Pfähle aus. Die experimentelle Messung der Spannungsänderungen im Bodenkontinuum ist schwierig (JARDINE ET AL. 2013).

### 3.3 Effektivität von Vollverdrängungspfahlgruppen

Versuche zum Eindring- und Tragverhalten von Vollverdrängungspfählen in einer Pfahlgruppe wurden von CAMBEFORT (1953), KEZDI (1957), WHITAKER (1957), MEYERHOF (1959), HANNA (1963), VESIĆ (1969, 1974), BRIAUD ET AL. (1989) und CHOW (1995) durchgeführt. Hierbei wurde bei Versuchen in nichtbindigem Boden stets eine deutliche Zunahme der Mantelreibung festgestellt. BRIAUD ET AL. (1989) und CHOW (1995) stellten eine Abnahme des Spitzenwiderstands in der Pfahlgruppe, verglichen mit dem Einzelpfahl fest, wohingegen VESIĆ (1969, 1974) im Mittel aller Versuche einen gleichbleibend großen Spitzenwiderstand ermittelt hat. In diesem Zusammenhang wird die Effektivität als Quotient aus der Tragfähigkeit des Pfahls in der Gruppe und der Tragfähigkeit des Einzelpfahls definiert. Während BRIAUD ET AL. (1989) eine Effektivität von 0,99 und CHOW (1995) eine Effektivität von 1,19 ermitteln, zeigen die Versuchsergebnisse von VESIĆ (1969, 1974) auch Effektivitäten von bis zu 1,3.

VESIĆ (1969) führte großmaßstäbliche Versuche an Vollverdrängungspfahlgruppen bestehend aus vier bzw. neun symmetrisch angeordneten Pfählen durch. Die Pfähle binden rund 1,5 m in einen künstlich eingebauten Sandboden ein. Die Versuche wurden in Sanden unterschiedlicher Lagerungsdichte durchgeführt. Die Pfahlachsabstände variierten zwischen  $a = 2 \cdot D$  und  $a = 6 \cdot D$ . Abbildung 5 zeigt beispielhaft die ausgewertete Effektivität der unterschiedlichen Pfahlgruppen. Dargestellt sind die Ergebnisse sowohl für die Pfahlgruppe bestehend aus vier als auch aus neun Pfählen in Abhängigkeit des gewählten Pfahlachsabstandes und aufgeteilt in die Widerstandsanteile Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Für den Spitzenwiderstand wurde im Mittel über alle Versuche eine Effektivität von rund 1 ermittelt, d.h. die Größe des Spitzenwiderstandes ist nach diesen Versuchen weitgehend unbeeinflusst von der Gruppenwirkung. Demgegenüber steigt die Effektivität der Pfahlmantelreibung von 1,8, für einen Pfahlachsabstand von  $2 \cdot D$ , bis auf 2,4 für einen Pfahlachsabstand von  $3 \cdot D$ . Bezogen auf die Effektivität des Gesamtwiderstands ergibt sich das Maximum für einen Pfahlachsabstand von  $3 \cdot D$  und beträgt rund 1,3.

Die von VESIĆ ermittelte Effektivität liegt deutlich über der von CHOW (1995) ermittelten Effektivität von 1,19 und der von BRIAUD (1989) gemessenen Effektivität von 0,99.

Festzuhalten ist allerdings, dass bei Versuchen in bindigem Boden (WHITAKER 1957) auch Effektivitäten kleiner 1 ermittelt wurden. WHITAKER (1957) führte kleinmaßstäbliche Modellversuche durch, bei denen er Pfahlgruppen aus 3 x 3, 5 x 5, 7 x 7 und 9 x 9 Pfählen in einen „London Clay“ eindrückte. Der Pfahldurchmesser betrug 3 mm, die Pfahlänge 144 mm. Für einen Pfahlachsabstand von 1,5 · D ermittelte er eine Effektivität von 0,6 und für einen Pfahlachsabstand von 4 · D eine Effektivität von 0,85.

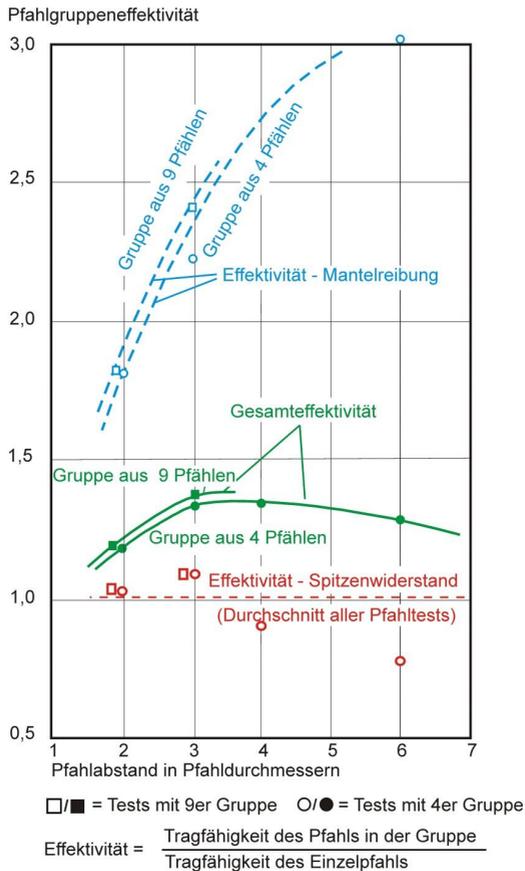


Abbildung 5: Effektivität der Pfahlgruppe aus eingedrückten Vollverdrängungspfählen (VESIĆ 1969)

## 4 Eigene experimentelle Untersuchungen

### 4.1 Feldversuche

Eigene, im Feld durchgeführte schwere Rammsondierungen (DPH) bestätigen die beschriebenen Verdichtungseffekte, wobei darüber hinaus folgendes beobachtet wurde:

- in originär locker gelagerten Böden ist der Verdichtungseffekt besonders ausgeprägt,
- mit zunehmender Entfernung der Rammsondierung vom Pfahl ist die Zunahme der Schlagzahlen geringer (Abbildung 6). Der Unterschied für eine Rammsondierung im Achsabstand von  $0,75 \cdot D$  und einer Rammsondierung im Achsabstand von  $2 \cdot D$  zum Pfahl beträgt hier rund 20 %.
- die Zunahme der Schlagzahlen ist innerhalb der Pfahlgruppe (Beeinflussung durch mehrere Pfähle) ausgeprägter als außerhalb der Pfahlgruppe (Beeinflussung durch Einzel- oder Randpfahl). Für die in Abbildung 7 dargestellten Rammsondierungen beträgt der Unterschied rund 100 %.

Zur Überprüfung der in einer Pfahlgruppe aus Vollverdrängungspfählen auftretenden Verdichtungseffekte wurden an ausgewählten Pfahlgründungen ausführungsbegleitende Sondierungen ausgeführt. Nachfolgend werden zwei Fallbeispiele vorgestellt.

Als Fallbeispiel 1 wird eine Pfahlgruppe bestehend aus 6 vorgefertigten Vollverdrängungspfählen betrachtet, die rund 8 Meter in eine originär mitteldicht gelagerte Kies-Sand-Wechsellagerung einbindet (Abbildung 6). Hierbei wurde für die Rammsondierungen im Achsabstand von  $2 \cdot D$  infolge der Pfahlherstellung eine Zunahme der Schlagzahlen im Kies um ca. 100 % und im Sand um ca. 30 % beobachtet. Dies bedeutet, dass der originär in einer mitteldichten Lagerung anstehende Boden infolge der Pfahlherstellung verdichtet wurde und nach Pfahlherstellung dicht gelagert war.

Mittels dynamischer Pfahlprobelastung und der Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren wurde für den Pfahl Nr. 49 ein Pfahlwiderstand von 2.010 kN ermittelt (Mantelwiderstand 1.040 kN, Fußwiderstand 970 kN). Tabelle 1 zeigt im Vergleich dazu die Pfahlwiderstände, die anhand der Ergebnisse der Rammsondierungen vor und nach Pfahlherstellung aus den Erfahrungswerten gemäß EA-PFÄHLE abgeleitet werden können.

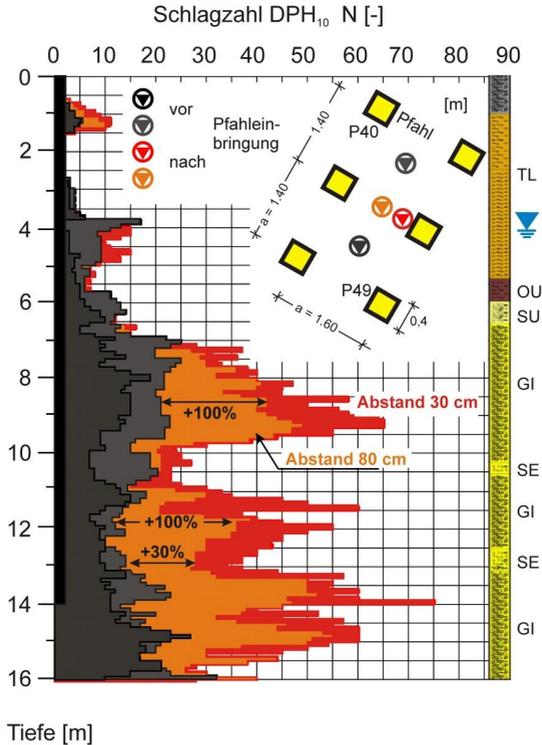


Abbildung 6: Beispiel 1 – Pfahlgruppe in originär mitteldicht gelagertem Boden

Tabelle 1: Vergleich der abgeleiteten und gemessenen Pfahlwiderstände [kN]

	dynamische Probelastung	Erfahrungswerte (untere, bei $s/d_{eq} = 0,1$ ), abgeleitet aus Schlagzahlen (DPH)	
		vor Pfahlinstallation	nach Pfahlinstallation
Gesamtwiderstand $R_{1,k}$	2010	1184	3000
Mantelwiderstand $R_{s1,k}$	1040	512	1600
Fußwiderstand $R_{b1,k}$	970	672	1400

Es zeigt sich, dass der mittels Probelastung ermittelte Gesamtwiderstand deutlich über dem aus Erfahrungswerten zu erwartenden Widerstand liegt. Eine Ermittlung des Pfahlwiderstandes aus Erfahrungswerten mittels der nach Pfahlinstallation gemessenen Schlagzahlen würde den tatsächlich vorhandenen Widerstand jedoch deutlich überschätzen. Hieran zeigt sich, dass der Widerstand eines Gruppenpfahls, sofern dieser anhand der vor

der Pfahlherstellung ermittelten Schlagzahlen abgeschätzt wird, zu einer konservativen Pfahlbemessung führt.

Als Fallbeispiel 2 wird eine Pfahlgruppe bestehend aus zwei vorgefertigten Vollverdrängungspfählen betrachtet, die rund 4,5 m in originär locker gelagerten Kies einbinden (Abbildung 7). Hierbei wurde eine Zunahme der Schlagzahlen

- infolge der Rammung des ersten Pfahls P1 um max. 100 % und
- infolge der Rammung des zweiten Pfahls P2 um max. 200 %

beobachtet. Der originär mit einer lockeren Lagerungsdichte anstehende Kies wurde infolge der Pfahlherstellung verdichtet und war nach der Pfahlinstallation mitteldicht gelagert.

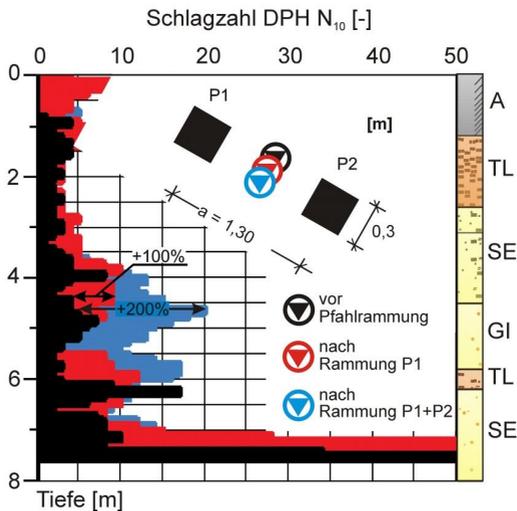


Abbildung 7: Beispiel 2 – originär locker gelagerter Boden

## 4.2 Modellversuche: Effektivität von Vollverdrängungspfahlgruppen

Im Rahmen dieses Beitrags werden Untersuchungen im Modellmaßstab vorgestellt, bei denen einerseits das Tragverhalten des Einzelpfahls mit dem Tragverhalten der Pfahlgruppe und andererseits das Tragverhalten von Bohr- und Vollverdrängungspfählen verglichen werden. Während der Vollverdrängungspfahl in den Versuchsboden eingepresst wird, befindet sich der Bohrpfahl bereits vor dem Einbau des Versuchsbodens im Behälter.

Als Versuchsboden wurde ein feinsandiger Mittel- bis Grobsand aus dem Rheintal verwendet. In Abbildung 8 und Tabelle 2 sind Angaben zum Versuchsboden zusammengefasst. Details zu den Modellpfählen können Tabelle 3 entnommen werden. Abbildung 9 zeigt die Abmessungen des Versuchskastens und stellt den Versuchsaufbau da.

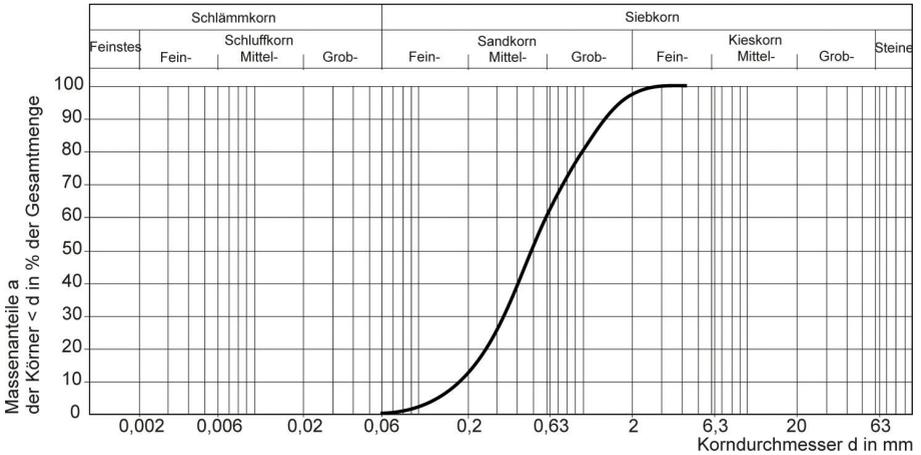


Abbildung 8: Kornverteilung Versuchsboden (U = 3,03)

Tabelle 2: Klassifikationen und bodenmechanische Rechenwerte

	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung
$\rho_d$ [d/cm <sup>3</sup> ]	1,41	1,75
n [-]	0,47	0,34
e [-]	0,88	0,51
w [%]	0,2	0,2
$\varphi'$ [°]	31,4	41,1

Tabelle 3: Angaben zu den Modellpfählen

	3-D Versuche	Pfählscheiben
Material	Aluminium	Aluminium
E [GN/m <sup>2</sup> ]	70	70
$\nu$ [-]	0,34	0,34
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	27	27
Einbindetiefe [cm]	20	20
Kantenlänge b1 [cm]	1	1
Kantenlänge b2 [cm]	1	10

Der Sand wurde im Rieselverfahren bei einer Fallhöhe von 20 cm mittels eines Trichters eingebaut. Dieses Sandeinbauverfahren hat sich unter anderem bei ERDEMGIL (1974), WERNICK (1978) und HEIBAUM (1987) bewährt. Die eingebaute Dichte wurde durch Wiegen des Versuchsbehälters bei bekanntem Volumen vor jedem Versuch überprüft.

Die Vollverdrängungspfähle wurden mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit von 10 mm/min eingedrückt. Der untersuchte Pfahlabschabst beträgt hier  $4 \cdot D$ . Abbildung 10 zeigt die Anordnung der Pfähle im Grundriss.

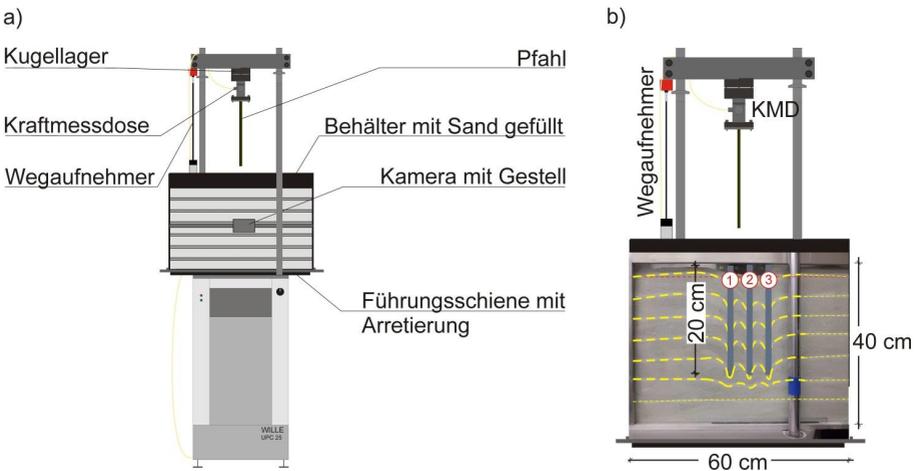


Abbildung 9: a) Versuchsaufbau schematisch b) Versuchskasten nach Versuchsdurchführung

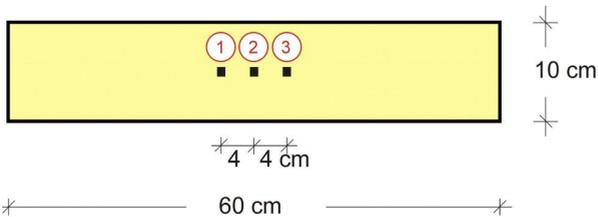


Abbildung 10: Pfahlanordnung im Versuchsbehälter (Grundriss)

Abbildung 11 zeigt die für die Pfahlpenetration erforderlichen Einpresskräfte. Der mittlere Pfahl Nr. 2 wurde zuletzt eingebracht, wobei im Vergleich zu den Randpfählen Nr. 1 und 3 eine deutlich größere Einpresskraft gemessen wurde. Bei den dargestellten Messergebnissen handelt es sich jeweils um den Mittelwert aus einer Versuchsserie von 3 Versuchen.

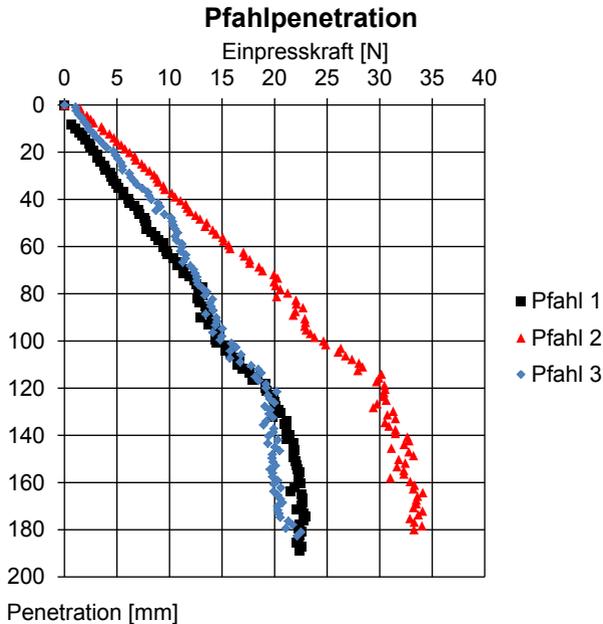


Abbildung 11: Lastpenetrationskurve

Abbildung 12 zeigt die Auswertung der im Anschluss an die Pfahleinbringung ausgeführten Probelastungen an den einzelnen Pfählen sowie der Pfahlgruppe. Für die Durchführung der Pfahlprobelastung am Einzelpfahl wurde dieser nach der Einbringung kurz entlastet und anschließend wieder belastet, wobei der Versuch weggesteuert mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,5 mm/min ausgeführt wurde. Die Belastung der Pfahlgruppe wurde ausgeführt, unmittelbar nachdem alle drei Einzelpfähle eingebracht und probelastet waren. Hierzu wurde über die Pfähle ein lastverteiler Balken gelegt, wobei zwischen Pfahlkopf und Balken jeweils eine Kraftmessdose angeordnet wurde. Die

Probebelastung wurde ebenfalls weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min ausgeführt.

Die Versuchsergebnisse zeigen,

- dass der Widerstand des einzelnen Pfahls in der Gruppe von seiner Position und von der Einbringreihenfolge abhängig ist, dabei einwickeln Innenpfähle – anders als bei Bohrpfahlgruppen höhere Widerstände als Randpfähle,
- unter Bauwerkslasten eine Pfahlgruppenwirkung auftritt, die zu einer Reduktion der Pfahlwiderstände führt, im vorliegenden Fall verringert sich der Widerstand der Pfähle 1 und 3 von rund 23 N auf 19 N (~17%) und der Widerstand des mittleren Pfahls von rund 35 N auf 26 N (~25%).

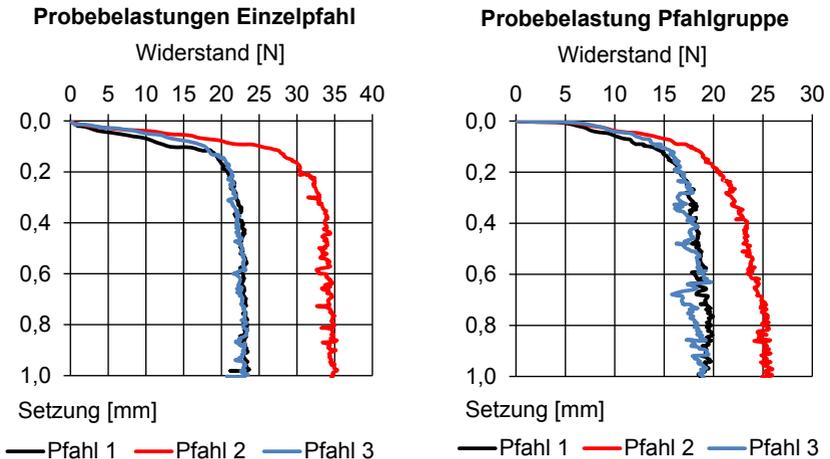


Abbildung 12: Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen an den Einzelpfählen (links) sowie der Pfahlgruppe (rechts)

Abbildung 13 zeigt den Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe im Vergleich zum dreifachen Widerstand des Einzelpfahls. Hierbei zeigt sich, dass

- der Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe (in rot dargestellt) kleiner ist als die Summe des dreifachen Widerstands des Einzelpfahls, die Effektivität beträgt hier 0,9;
- sich die Pfahlgruppe im Rahmen der durchgeführten Messungen bei kleinen Einwirkungen steifer verhält als der Einzelpfahl.

Um die Auswirkungen des Verdrängungseffekts auf die Größe des Tragwiderstandes beurteilen zu können, wurden bei identischen Versuchsrandbedingungen das Tragverhalten einer Bohrpfahlgruppe untersucht. Die Bohrpfähle wurden im Versuchsbehälter fixiert, bevor der Versuchsboden eingerieselt wurde, was der Vorstellung von einem infolge der Herstellung von Bohrpfählen unveränderten Spannungsniveau entspricht. Abbildung 14 zeigt die Ergebnisse für die Bohrpfahlgruppe. Dargestellt sind hier die Ergebnisse der Pfahlprobelastung am Einzelpfahl sowie der Pfahlgruppe. Abbildung 15 zeigt den Vergleich zwischen der Summe der Einzelpfahlwiderstände mit dem gemessenen Gesamtwiderstand der Bohrpfahlgruppe.

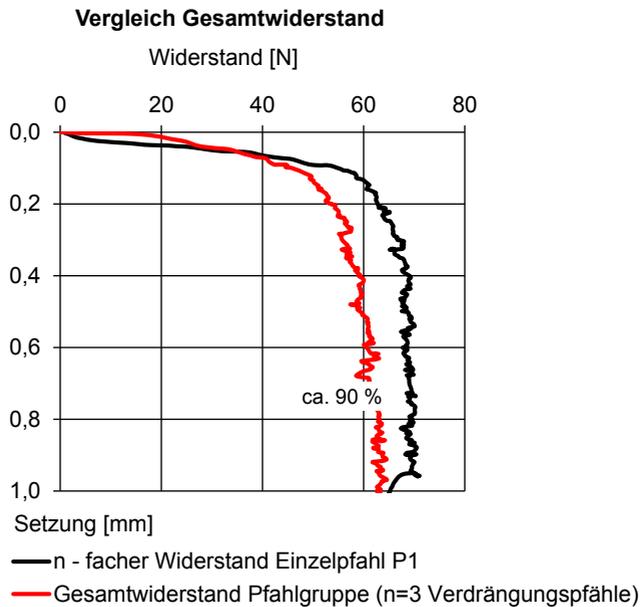


Abbildung 13: Verdrängungspfahl: Vergleich des dreifachen Einzelpfahlwiderstands mit dem Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe

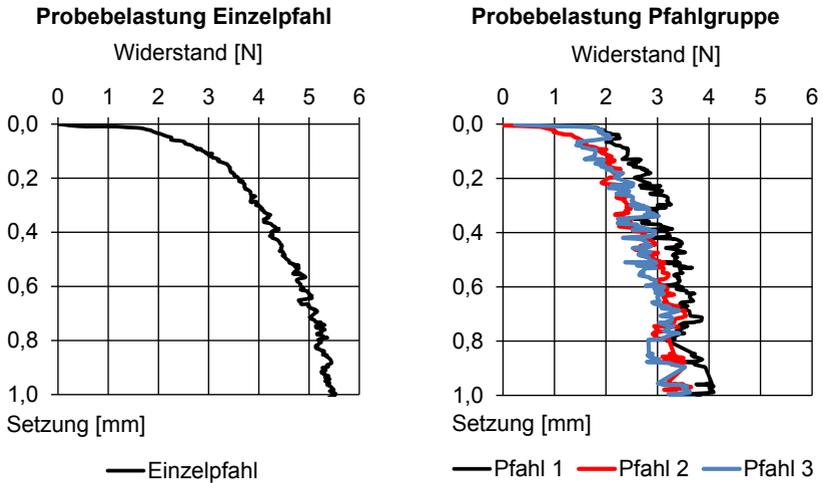


Abbildung 14: Bohrpfahl: Ergebnisse der Pfahlprobebelastung am Einzelpfahl (links) sowie der Pfahlgruppe (rechts)

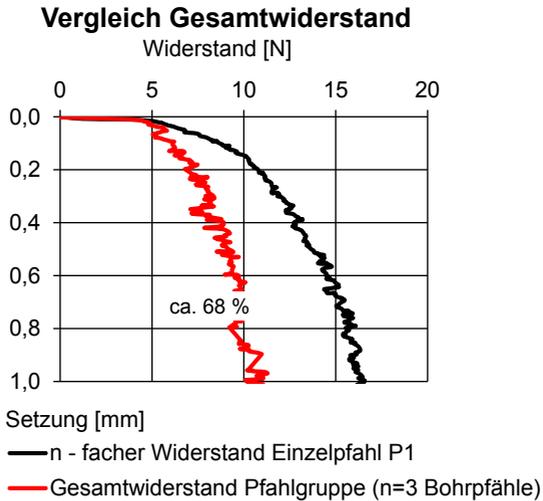


Abbildung 15: Bohrpfahlgruppe: Vergleich des dreifachen Einzelpfahlwiderstands mit dem Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe

Es zeigt sich, dass unter vergleichbaren Versuchsrandbedingungen der gemessene Widerstand an der Bohrpfahlgruppe um ein Vielfaches kleiner ist als der Widerstand einer Verdrängungspfahlgruppe. Dies ist auf tragfähigkeitserhöhende Faktoren, insbesondere die Verdichtung während der Herstellung der Pfahlgruppe zurückzuführen. Während der gemessene Gruppenfaktor  $G_{R,Bohrpfahl}$  bei der Bohrpfahlgruppe rund 68 % beträgt, wurde für die Verdrängungspfahlgruppe ein Gruppenfaktor von rund  $G_{R,Verdrängungspfahl} = 90 \%$  gemessen.

### 4.3 Untersuchungen zu Bodenverschiebungen im Pfahlnahbereich

Zur Veranschaulichung der während der Pfahleinbringung stattfindenden Bodenverschiebungen wurden vereinfachende, zweidimensionale Versuche durchgeführt, bei denen anstelle der zuvor betrachteten Pfähle nunmehr Pfahlscheiben eingesetzt wurden, um die Bodenverschiebungen durch die Glasscheibe am Behälterrand beobachten zu können (Abbildung 16).

Die Bodenverschiebungen wurden mittels einer PIV-Analyse ausgewertet. Dabei handelt es sich um ein photogrammetrisches Verfahren, bei dem die Differenzen zweier aufeinanderfolgender Photos ausgewertet werden. Details zum Verfahren können u.a. WHITE ET AL. (2001, 2003) entnommen werden.

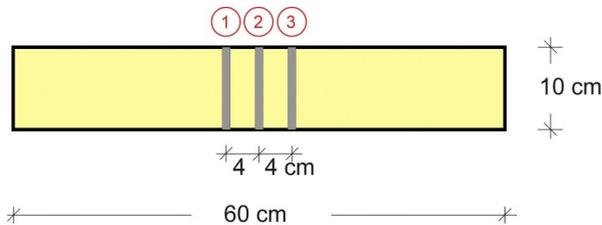


Abbildung 16: Anordnung der Pfahlscheiben im Versuchsbehälter (Grundriss)

Die Auflösung der Photos entspricht hier etwa 20 Pixel pro Sandkorn (Korngrößenbereich 1–2 mm); pro Zentimeter Penetration wurden 6 Photos aufgenommen.

Im Isolinienplot (vgl. Abbildung 17) sind quantitativ die horizontalen Verschiebungen dargestellt, die sich infolge der Einbringung des mittleren Pfahls ergeben. Zwischen den

Pfahlscheiben ergibt sich demnach eine horizontale Verschiebung von rund 2 mm. Die theoretische Verdrängung infolge der Einbringung der 1 cm breiten Pfahlscheibe beträgt 5 mm, also rund 3 mm mehr als die tatsächlich gemessene Verschiebung. Es ist folglich davon auszugehen, dass sich der Boden zwischen den Pfahlscheiben verspannt hat.

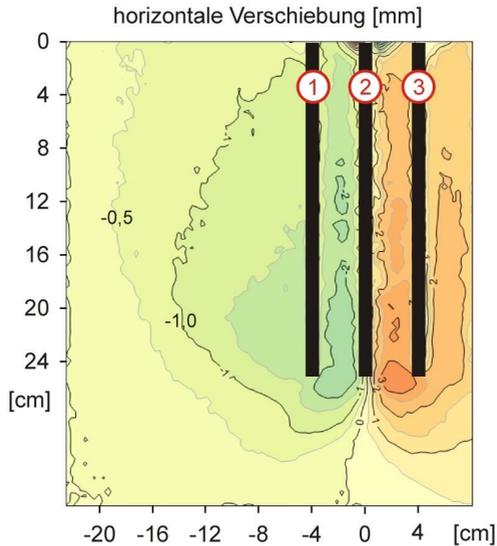


Abbildung 17: Isolinienplot der horizontalen Verschiebungen

## 5 Numerische Untersuchungen

Bei der Modellierung und Berechnung von großen Verformungen sowie bei der Abbildung von Penetrationsprozessen stößt die Finite-Elemente-Methode an ihre Grenzen. Zur Simulation solcher Prozesse können u. a. die Coupled-Euler-Lagrange-Methode (CEL) und die Material-Point-Method (MPM) zur Anwendung kommen.

### 5.1 Grundlagen

Die Anwendung der CEL-Methode auf geotechnische Fragestellungen mit großen Verformungen wurde bereits bei QUI ET AL. (2009), GRABE & HENKE (2010), PUCKER ET AL. (2011) oder JARDINE ET AL. (2013) gezeigt.

Am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) wurde ein eigener Ansatz entwickelt, der als Material-Point-Method (MPM) bezeichnet wird (MOORMANN ET AL. 2013). Neben einer Formulierung für quasistatische Bedingungen (BEUTH, 2012) steht heute auch eine Formulierung für dynamische Bedingungen zur Verfügung (JASSIM 2013). Das Berechnungsmodell besteht zum einen aus einem „computational mesh“ und zum anderen aus „material points“ oder Partikeln. Alle Materialeigenschaften sowie äußere Kräfte sind an die Partikel gebunden, die sich frei durch das Netz bewegen können. Die MPM kombiniert somit die Vorteile der Euler-Formulierung (Beschreibung der Bewegung eines Kontinuums als eine Funktion der räumlichen Koordinaten und der Zeit) und der Lagrange-Formulierung (Beschreibung der Bewegung eines Kontinuums als eine Funktion der Materialkoordinaten und der Zeit).

Nach SULZKY ET AL. (1995) ist die zu lösende Gleichgewichtsbedingung:

$$M\ddot{a} = F \tag{2}$$

mit  $F = F^{\text{ext}} - F^{\text{int}}$

$$M = \int_V \rho N^T N dV$$

$$F^{\text{ext}} = \int_V \rho N^T g dV + \int_S N^T t dS$$

$$F^{\text{int}} = \int_V B^T \sigma dV$$

Hierbei ist  $\rho$  die Materialdichte und  $g$  ist die Erdbeschleunigung.  $N$  ist die Interpolationsfunktion.  $B$  ist die gewöhnliche Finite-Element-Matrix mit Spannungs-Verschiebungs-Informationen und  $\sigma$  entspricht dem Cauchy Spannungstensor.

Unter Anwendung der Euler-Forwards-Zeitintegration ergibt sich aus Gleichung (2):

$$\ddot{a}^t = [M_L^t]^{-1} F^t \quad \dot{a}^{t+\Delta t} = \dot{a}^t + \Delta t \ddot{a}^t, \tag{3}$$

worin  $\Delta t$  das aktuelle Zeitinkrement ist,  $\dot{a}^t$  und  $\dot{a}^{t+\Delta t}$  die Knotengeschwindigkeit zum Zeitpunkt  $t$ . Weitere Details hierzu sind u.a. in JASSIM ET AL. (2011) und HAMAD (2014) beschrieben.

## 5.2 Berechnungsbeispiel

In einem ersten Schritt wurde die in Abbildung 18 dargestellte Situation betrachtet. Die geometrischen Abmessungen des Berechnungsausschnittes entsprechen dabei dem experimentellen Versuchsaufbau. Abgebildet werden drei Einzelpfähle, die in einem Achsenabstand von  $4 \cdot D$  in einen mit Sand gefüllten Behälter eingedrückt werden.

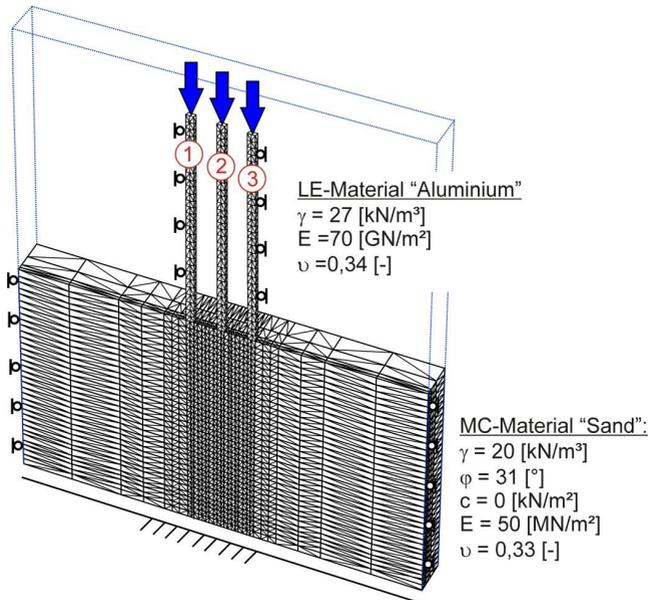


Abbildung 18: Numerisches Berechnungsmodell (Netz)

Für die Berechnungen wurde für den Sand in einem ersten Schritt vereinfachend das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb und für die Pfähle ein linear-elastisches Materialverhalten zu Grunde gelegt. Unter Anwendung der Symmetriebedingungen wurde die Hälfte des tatsächlichen Modells abgebildet. Im Grundriss besteht jeder Pfahl aus zwei Elementen, in Tiefenrichtung aus 30 Elementen. Zwischen den Pfählen beträgt die gewählte Diskretisierung 6 Elemente. Jedes Element besteht aus 10 Partikeln (Material Points). Zu den seitlichen Modellrändern nimmt der Grad der gewählten Diskretisierung in drei Schritten ab.

Abbildung 19 zeigt als Ergebnis der numerischen Simulation des Einbringvorgangs den Vergleich der gemessenen und der berechneten Einpresskräfte.

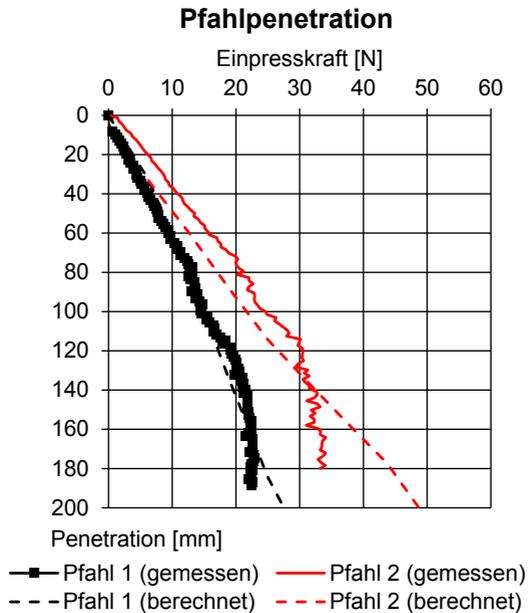


Abbildung 19: Vergleich der Einpresskräfte (berechnet – gemessen)

Bis zu einer Penetration von ca. 12 cm zeigt sich eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung für die berechneten und gemessenen Werte, wobei für den Pfahl 2 die berechneten Einpresskräfte geringfügig unter den gemessenen liegen. Ab dem Tiefenniveau von ca. 12 cm nähern sich die gemessenen Einpresskräfte einem Grenzwert an und steigen nur noch geringfügig mit zunehmender Penetration. Dieses Verhalten zeigt sich in den vorliegenden Berechnungen nicht, die Einpresskraft steigt stetig nahezu linear weiter an. Mögliche Gründe hierfür sind die Kontaktformulierung, bei der voller Kontakt zu Grunde gelegt wird, sowie die gewählte Diskretisierung im Pfahlnahbereich (Scherzone).

In Abbildung 20 sind vergleichend die horizontalen Verschiebungen aus der PIV Analyse mit den berechneten Verschiebungen gegenübergestellt.

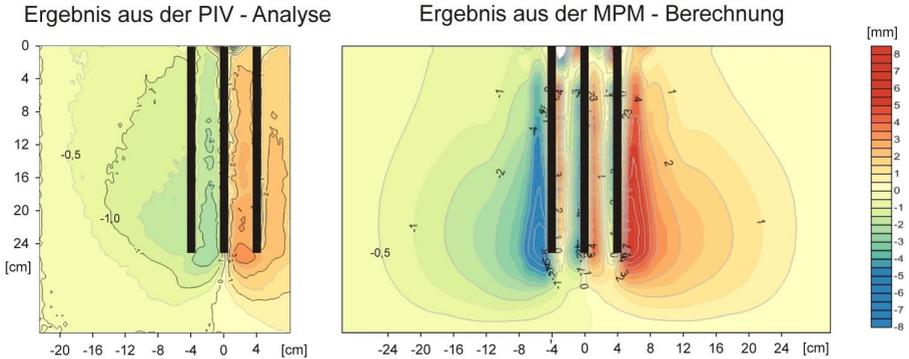


Abbildung 20: Vergleich der horizontalen Verschiebungen (gemessen - berechnet)

Für die gewählten Baugrundeigenschaften und Modellrandbedingungen ergeben sich gute qualitative Übereinstimmungen.

Abbildung 21 zeigt die Entwicklung der numerisch ermittelten Horizontalspannungen vom Initialspannungszustand bis zur Penetration aller drei Pfähle. Es zeigt sich eine deutliche Erhöhung der Horizontalspannungen im Pfahlfußbereich, wobei die Größe des Einflussbereiches überproportional zur Anzahl der eingebrachten Pfähle ansteigt. Während im Ausgangsspannungszustand die Horizontalspannung am Behälterboden rund  $\sigma_{xx} = 3,5 \text{ kN/m}^2$  beträgt, steigt diese auf über  $10,0 \text{ kN/m}^2$  nach Herstellung aller Pfähle an.

## 6 Zusammenfassung

Aus der Literatur bekannte Untersuchungen zum Gruppentragverhalten von Vollverdrängungspfählen in nichtbindigem Boden zeigen, dass die Effektivität bei Vollverdrängungspfahlgruppen durchaus größer 1 sein kann, der Widerstand der Pfahlgruppe also größer ist als die Summe des Widerstandes der Einzelpfähle. Als Gründe hierfür werden herstellungsbedingte Verdichtungs- und Verspannungseffekte im Boden genannt. Abgesicherte Erkenntnisse numerischer oder experimenteller Art liegen derzeit nicht vor.

Das aktuelle Forschungsvorhaben soll klären, ob die von Bohrpfählen bekannten Abminderungen der Mantelreibung durch die Pfahl-Pfahl-Interaktion bei Verdrängungspfählen

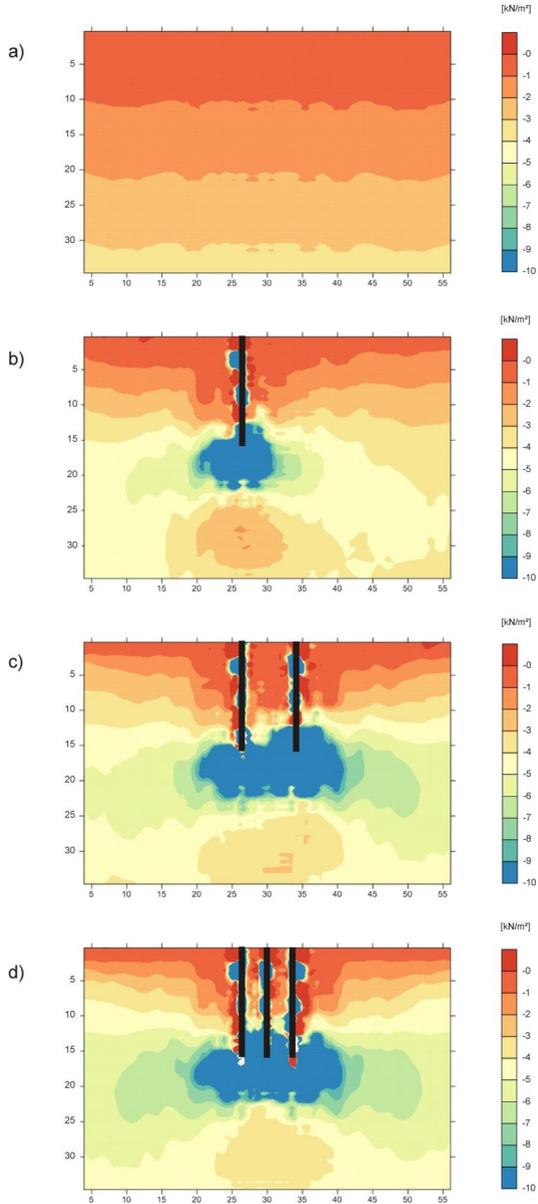


Abbildung 21: Entwicklung der Horizontalspannungen nach Installation von a) Pfahl 1, b) Pfahl 1 + 3, c) Pfahl 1 + 3 + 2

durch die herstellungsbedingte Verdichtung und Erhöhung des Spannungszustandes kompensiert wird bzw. ob die aus der Verdichtung in einer Gruppe resultierenden Effekte im Sinne einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung bei der Bemessung genutzt werden können.

Im Rahmen dieses Beitrags wurden erste kleinmaßstäbliche experimentelle sowie numerische Untersuchungen zum Gruppentragverhalten von Vollverdrängungspfählen vorgestellt. Hierbei wurde eine Pfahlgruppe bestehend aus drei Vollverdrängungspfählen betrachtet, die in einem Achsabstand von  $4 \cdot D$  angeordnet sind. Die experimentellen Versuche haben gezeigt, dass

- für das Einbringen des mittleren Pfahls der Pfahlgruppe eine deutlich größere Einpresskraft benötigt wurde,
- die Effektivität der Pfahlgruppe mit ca. 90 % kleiner ist,
- jedoch deutlich größer als die Effektivität einer Bohrpfahlgruppe ist, die unter vergleichbaren Versuchsrandbedingungen ca. 68 % beträgt.

Die mittels der PIV-Methode ausgewerteten Bodenverschiebungen deuten auf eine im Boden, in Folge der Pfahlherstellung, stattfindende Verdichtung sowie Verspannung hin.

Numerische Berechnungen, die mittels der MPM-Methode durchgeführt wurden, können gut die experimentell gewonnenen Messdaten nachbilden, wobei die im Experiment festgestellte Annäherung der erforderlichen Einpresskraft an einen Grenzwert numerisch nicht vollumfänglich zutreffend abgebildet werden konnte.

### **Danksagung**

Der für die durchgeführten Berechnungen verwendete, nach der MPM-Methode arbeitende Programmcode wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens „GEO-INSTALL“ am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart entwickelt. Wir danken den Projektbeteiligten, insbesondere der Fa. Deltares, für die Bereitstellung des Programmcodes.

Ferner wird der Fa. Centrum Pfähle für die Kooperation bei der Durchführung der Feldversuche und dem Institut für Photogrammetrie der Universität Stuttgart für die Kooperation bei der Umsetzung der PIV-Analyse gedankt.

## Literatur

- Beuth, L. (2012):** Formulation and Application of a Quasi-Static Material Point Method. *Mitteilung des Institutes für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 66*
- Briaud, J.-L., Tucker, L.M. (1989):** Axially loaded 5 pile group and a single pile in sand. *12th Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2, 1121-1124*
- Cambefort, H. (1953):** La force portante des groupes de pieux. *Proceedings of the third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland 16<sup>th</sup>-27<sup>th</sup> August 1953, Vol. 2, 22-28*
- Chow, F. (1995):** Field measurements of stress interactions between displacement piles in sand. *Ground Engineering, July/Aug 1995, 36-40*
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle) 2. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 2012**
- Erdemgil, M. (1974):** Größe und Verteilung des Erddrucks auf eine Stützwand infolge von Linienlasten auf der Oberfläche eines Geländesprunges. *Dissertation Technische Universität Berlin, Fachbereich Bauingenieurwesen und Vermessung*
- Grabe, J., Henke, S. (2010):** High-performance Finite Element and Coupled Eulerian-Lagrangian simulations of pile installation processes. *Proc. 4th Int. Conf. on Structural Engineering. Mechanics and Computation in Cape Town (South Africa). CRC Press, 63*
- Hamad, F. (2014):** Formulation of a Dynamic Material Point Method and Applications to Soil-Water-Geotextile Systems. *Mitteilung 70 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart*
- Handbuch Eurocode 7: Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln, Beuth Verlag 2011**
- Hanna, T.H. (1963):** Model Studies of Foundation Groups in Sand. *Géotechnique 13, 1963, 334-351*
- Hartung, M. (1994):** Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand. *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 45*

**Heibaum, H. (1987):** Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge. *Mitteilung Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Technische Hochschule Darmstadt, Heft 27*

**Jardine, R. J., Zhu, B. T., Foray, P., Yang, Z.X. (2013):** Measurement of stress around closed-ended displacement piles in sand. *Géotechnique 63, No. 1, 1-17*

**Jassim, I., Hamad, F., Vermeer, P.A. (2011):** Dynamic material point method with applications in geomechanics. *2nd Int. Symp. on Computational Geomechanics (COMGEOII), 27-29 April, Cavat-Dubrovnik, Croatia, 445-456*

**Jassim, I. (2013):** Formulation of a Dynamic Material Point Method (MPM) for Geomechanical Problems. *Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart*

**Kempfert, H.-G., Becker, P. (2007):** Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten. *Bautechnik 84, 2007, 441-449*

**Kézdi, A. (1957):** The bearing capacity of piles and pile groups. *Proceedings Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957, Vol. II, 46-51*

**Linder, W.-R. (1977):** Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand. *Dissertation 1997/3786, Berlin*

**Meyerhof, G.G. (1959):** Compaction of sands and bearing capacity of piles. *Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, 85, No. SM6 Part I, 1-29*

**Meyerhof, G.G. (1976):** Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 102, No. GT1*

**Moormann, Ch., Jassim, I.K., Hamad, F.M. (2013):** New approach to simulate the installation effects and performance of geotechnical structures. *Vorträge zum 20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 92 (2013), 159-180*

**Pucker, T., Hamann, T., Henke, S. (2011):** Numerische Lösung von Fragestellungen mit großen Deformationen in der marinen Geotechnik. *Tagungsband der Deutschen SIMULIA-Konferenz in Bamberg, 2011*

- Qiu, G., Henke, S., Grabe, J. (2009):** Applications of Coupled Eulerian-Lagrangian method to geotechnical problems with large deformations. *Proc. SIMULIA Customer Conference 2009*, 420–435.
- Rudolf, M. (2005):** Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes. *Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 17*
- Simons, H. (1967):** Tragfähigkeit von Pfählen. *VDI-Zeitung 109*
- Sulsky, D., Zhou, S.J., Schreyer, H.L. (1995):** Application of a particle-in-cell method to soil mechanics. *Computer Physics Communications, Vol. 87*, 236-252
- Vesić, A.S. (1969):** Experiments with instrumented pile groups in sand. *Performance of deep foundations. ASTM Special Technical Publication 444*, 177-222
- Vesić, A.S. (1975):** Principles of pile foundation design. *Duke University Durham N.C., School of Engineering, Soil Mechanics series Nr. 38*
- Wernick, E. (1978):** Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Nr. 75.*
- Whitaker, Th. (1957):** Experiments with model piles in groups. *Géotechnique, Volume VII, 1957*, 147-167
- White, D.J., Take, W.A., Bolton, M.D., (2001):** Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images and PIV Analysis. *Proceedings 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam*, 997-1002
- White, D.J., Take, W.A., Bolton, M.D., (2003):** Soil deformation measurement using Particle Image Velocimetry (PIV) and Photogrammetry. *Géotechnique 53, No. 7*, 619-631
- Wienholz, B. (1998):** Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit der Einbringung. *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 45*
- Witzel, M. (2004):** Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. *Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 15.*

Autoren

---

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

[christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de](mailto:christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de)

Stephan Ries M.Eng.

[stephan.ries@igs.uni-stuttgart.de](mailto:stephan.ries@igs.uni-stuttgart.de)

Institut für Geotechnik (IGS)

Universität Stuttgart

[www.uni-stuttgart.de/igs/](http://www.uni-stuttgart.de/igs/)

Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

Tel.: 0711 685-62436

Was wäre die Welt  
ohne sichere Fundamente?



FUP AG

Vermutlich wäre die Welt um einige Kuriositäten reicher (wenn sie nicht längst schon wieder eingestürzt wären).

Kernkompetenz von JACBO sind schnell und erschütterungsfrei hergestellte Bohrpfehlgründungen mit Durchmessern von 0,30 m bis 1,20 m. Fast alles ist möglich! Bei unseren Kunden besonders beliebt

ist die Teilverdränger-Schneckenbohrtechnik.

Immer stärker nachgefragt werden JACBO-Vollverdränger, die wir als Gründungspfähle oder in Ergänzung zu unserer tiefen Bodenvermörtelungstechnologie als Bodenverbesserung ausführen.



**JACBO**

**PFAHLGRÜNDUNGEN**  
**AUS GUTEM GRUND**

**Vertrauen ist gut. JACBO ist besser**

**Büro Augsburg**

Telefon: 08 21/45 54 07-0  
Telefax: 08 21/45 54 07-29  
E-Mail: augsburg@jacbo.de

**Büro Berlin**

Telefon: 030/633 119-30  
Telefax: 030/633 119-22  
E-Mail: berlin@jacbo.de

**Büro Köln**

Telefon: 02 21/80 19 18-0  
Telefax: 02 21/80 19 18-17  
E-Mail: koeln@jacbo.de

**Büro Schüttorf**

Telefon: 0 59 23/96 97-0  
Telefax: 0 59 23/96 97-20  
E-Mail: schuettorf@jacbo.de

**Büro Schwerin**

Telefon: 03 85/20 28 97-00  
Telefax: 03 85/20 28 97-09  
E-Mail: schwerin@jacbo.de

Können wir für Sie  
tätig werden?

[www.jacbo.de](http://www.jacbo.de)



# Bewertung statischer p-y Ansätze für horizontal belastete Pfähle beliebiger Durchmesser in nichtbindigem Boden

Klaus Thieken, Martin Achmus, Katrin Lemke

## 1 Einleitung

Das Tragverhalten horizontal belasteter Gründungspfähle wird in aller Regel mit dem Bettungsmodulverfahren prognostiziert. Im Bereich der Offshore Geotechnik werden die dem Verfahren zugrundeliegenden p-y Kurven zumeist gemäß der gängigen Offshore-Richtlinien (ORL) des American Petroleum Institute (API 2014) und Det Norske Veritas (DNV 2013) beschrieben. Obgleich dieser Ansatz ausschließlich an Pfählen relativ kleiner Durchmesser kalibriert wurde, wird er dennoch als hinreichend genau zur Beschreibung des Tragverhaltens von flexiblen Pfählen mit Durchmessern bis zu  $D = 2$  m angesehen. Monopile Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) überschreiten mit Durchmessern bis zu  $D = 8$  m diesen Erfahrungsbereich jedoch bei Weitem (vgl. Bild 1).

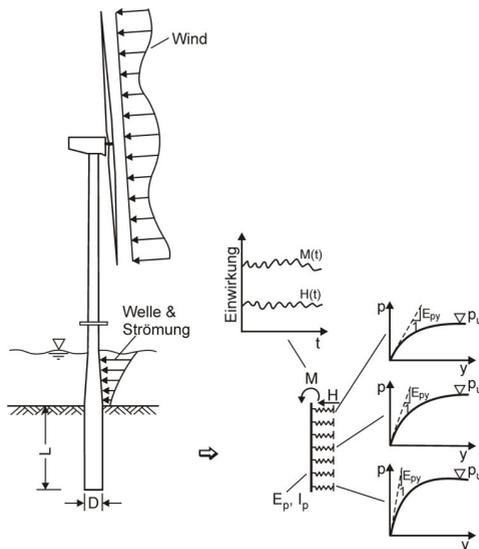


Bild 1: Schematische Darstellung einer OWEA mit Monopile Gründung (links);  
Idealisierung durch das Bettungsmodulverfahren (rechts)

Zahlreiche Untersuchungen zur Gültigkeit des p-y Ansatzes gemäß ORL für Pfähle großer Durchmesser sind in der Literatur beschrieben. Basierend auf diesen Untersuchungen ist festzustellen, dass die Gründungssteifigkeit für geringe Belastungen, wie sie im Normalbetrieb der Anlage auftreten, unterschätzt wird. Dagegen ist aber auch abzuleiten, dass die Pfahlverformung infolge Extremlastereignissen (beispielsweise der 50-Jahres-Welle) unterschätzt, bzw. die Gründungssteifigkeit überschätzt wird. Diese Fehleinschätzungen im Tragverhalten können neben einer Gefährdung der Gebrauchstauglichkeit auch zu einer erhöhten Ermüdungsbeanspruchung der Struktur und somit ggf. zu einer verkürzten Lebensdauer der Gesamtanlage führen.

Aus den erwähnten Untersuchungen ist eine Vielzahl von modifizierten p-y Ansätzen hervorgegangen, die diesem oft als Durchmesser-effekt titulierten Methodenfehler entgegenwirken sollen. Diese Vielfalt an empfohlenen p-y-Ansätzen führt derzeit allerdings gleichermaßen zu einer durchaus verwirrenden Situation in der Bemessungspraxis. Der vorliegende Artikel soll daher der Bewertung empfohlener p-y-Ansätze hinsichtlich deren Gültigkeit für Pfähle unterschiedlichster Abmessungen und Belastungsintensitäten dienen. Zu diesem Zweck werden die Ergebnisse von insgesamt neun statischen p-y-Methoden mit den Ergebnissen validierter, dreidimensionaler numerischer Simulationen verglichen.

In der Bemessung von OWEA sind die Einflüsse der zyklischen Belastung explizit zu berücksichtigen. Zur Beschreibung des Tragverhaltens sind daher p-y-Kurven anzuwenden, die diese zyklischen Einflüsse berücksichtigen. Derartige zyklische p-y-Kurven, wie beispielsweise in den ORL und den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EAP 2012) beschrieben, basieren jedoch auf Modifikationen statischer p-y Kurven. Eine exakte Prognose der Bettungsreaktion infolge statischer Belastung ist daher ebenso entscheidend für die Genauigkeit der prognostizierten Pfahlverformungen von zyklisch belasteten OWEA-Pfählen. Weiterhin werden die ermittelten Gründungssteifigkeiten infolge statischer Belastung auch den Schwingungsanalysen der Gesamtanlage zugrundegelegt. Die theoretische Grundlage hierfür bildet die Idealisierung, dass sich die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit der Gründung identisch zur Gründungssteifigkeit infolge Erstbelastung einstellt und somit nicht mit der Anzahl der Lastzyklen degradiert. Diese Annahme wird beispielsweise durch Modellversuche von LeBlanc (2010) bestätigt, der eher eine leichte Zunahme als eine Abnahme der Gründungssteifigkeit mit der Anzahl der Lastzyklen feststellte.

## 2 Einbezogene p-y Ansätze

Die nichtlineare, bodenart- und tiefenabhängige Grundgleichung der p-y Kurven gemäß der Offshore-Richtlinien ist in Gleichung 1 dargestellt.

$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k_{ORL} \cdot z}{A \cdot p_u} \cdot y\right) \quad (1)$$

Hierbei ist  $A \cdot p_u$  der maximale Bettungswiderstand, welcher sich in Abhängigkeit des Reibungswinkels  $\varphi'$ , der Bodenwichte  $\gamma'$ , der jeweiligen Tiefe  $z$  und des Durchmessers  $D$  ergibt.  $A$  ist ein für geringe Tiefen gültiger Korrekturfaktor, der sich zu  $A = 3.0 - 0.8 \cdot (z/D) \geq 0.9$  für statische Belastungen und zu  $A = 0.9$  für zyklische Belastungen ergibt. Der Koeffizient der Anfangssteifigkeit  $k_{ORL}$  ist abhängig von der Lagerungsdichte bzw. dem Reibungswinkel  $\varphi'$  des Bodens. Eine gute Annäherung für die in den ORL gegebene grafische Darstellung von  $k_{ORL}$  in Tiefen unterhalb des Grundwasserspiegels ist in Gleichung 2 gegeben. Die Anfangssteifigkeit der p-y Kurven ergibt sich nach Gleichung 1 aus  $E_{py} = k_{ORL} \cdot z$ . Exemplarische p-y Kurven der Methode sind in Bild 2 (links) dargestellt.

$$k_{ORL} [MN/m^3] = 0.008085 \cdot \varphi'^{2.45} - 26.09 \quad \text{for } 29^\circ \leq \varphi' \leq 45^\circ \quad (2)$$

Ein Ansatz zur Berücksichtigung der Steifigkeitsüberschätzung im Tragverhalten von Pfählen großer Durchmesser unter für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis relevanten Lasten ist von Wiemann et al. (2004) mitgeteilt worden (Gleichung 3). Durch die Modifikation des Koeffizienten der Anfangssteifigkeit  $k$  der p-y Kurve ergibt sich insgesamt eine reduzierte Bettungsteifigkeit (siehe Bild 2, Mitte). Der Referenzdurchmesser wird analog zur sogenannten "Mustang Island-Pfahlprobelastung" (siehe Abschnitt 3) zu  $D_{ref} = 0.61$  m festgelegt. Der auf theoretischen Betrachtungen basierende Parameter „a“ ist mit  $a = 0.6$  für mitteldichten Sand und mit  $a = 0.5$  für dichten Sand anzusetzen.

$$k_{Wiemann} = k_{ORL} \cdot \left(\frac{D_{ref}}{D}\right)^{\frac{4 \cdot (1-a)}{4+a}} \quad (3)$$

Sørensen et al. (2010) schlagen ebenso einen Modifikationsansatz für den Koeffizienten der Anfangssteifigkeit  $k$  vor (siehe Gleichung 4). Der Parameter „a“ kennzeichnet einen Referenzwert, der mit  $a = 50$  MPa anzusetzen ist. Die Referenzwerte der Tiefe und des Durchmessers werden zu  $z_{ref} = 1$  m sowie  $D_{ref} = 1$  m, die dimensionslosen Exponenten zu  $b = 0.6$ ,  $c = 0.5$  und  $d = 3.6$  bestimmt. Der Reibungswinkel  $\varphi'$  ist hierbei in Radiant einzusetzen. Beispielhafte p-y-Kurven sind in Bild 2 (Mitte) gezeigt.

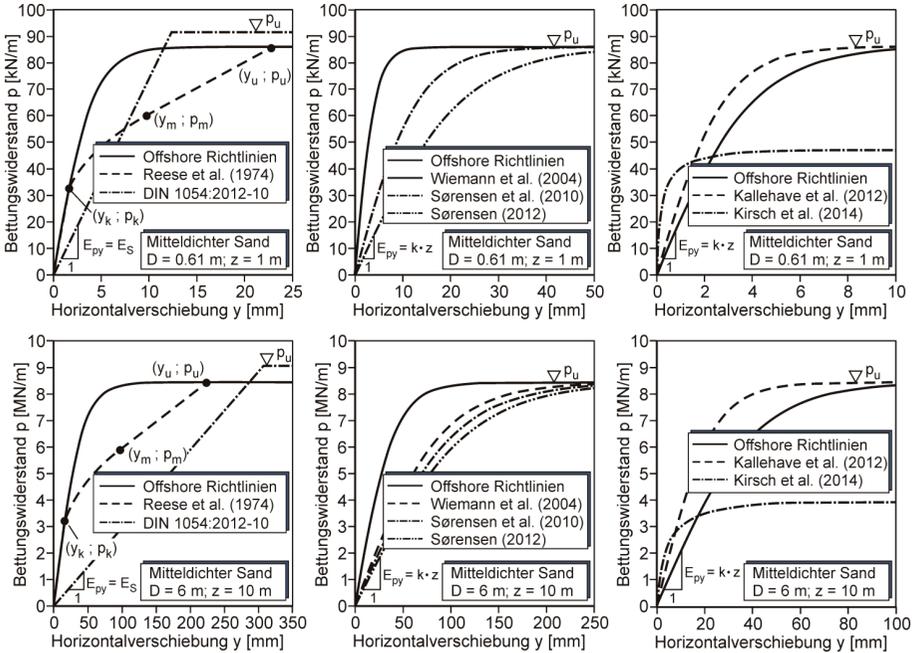


Bild 2: Exemplarische p-y Kurven der betrachteten Ansätze

$$k_{\text{Sørensen}(2010)} = \frac{1}{z} \cdot a \cdot \left( \frac{z}{z_{\text{ref}}} \right)^b \cdot \left( \frac{D}{D_{\text{ref}}} \right)^c \cdot \varphi^d \quad (4)$$

Sørensen (2012) modifiziert diesen Ansatz durch Austausch des Terms des Reibungswinkels durch einen Bodensteifigkeitsterm (Gleichung 5). Der Referenzwert der Anfangssteifigkeit ergibt sich zu  $a = 1 \text{ MPa}$  und ist gültig für eine Tiefe  $z_{\text{ref}} = 1 \text{ m}$ , einen Durchmesser  $D_{\text{ref}} = 1 \text{ m}$  und einer Bodensteifigkeit  $E_{s,\text{ref}} = 1 \text{ MPa}$ . Die dimensionslosen Exponenten sind in diesem Fall mit  $b = 0.3$ ,  $c = 0.5$  und  $d = 0.8$  festgelegt.

$$k_{\text{Sørensen}(2012)} = \frac{1}{z} \cdot a \cdot \left( \frac{z}{z_{\text{ref}}} \right)^b \cdot \left( \frac{D}{D_{\text{ref}}} \right)^c \cdot \left( \frac{E_s}{E_{s,\text{ref}}} \right)^d \quad (5)$$

Um einer Steifigkeitsunterschätzung unter Betriebslasten entgegenzuwirken, wird von Kallehave et al. (2012) eine weitere Modifizierung des Koeffizienten der Anfangssteifigkeit empfohlen (Gleichung 6). Der genannte Ansatz basiert entgegen der zuvor dargestellten numerischen Untersuchungen auf Interpretationen von Schwingungsmessungen an sich

im Betrieb befindlichen OWEAs im Windpark Walney (GB). Der empfohlene Koeffizient  $k_{\text{Kallehave}}$  legt dabei die Anfangssteifigkeit des ORL Ansatzes in einer Tiefe von  $z_0 = 2.5$  m zugrunde. Der Referenzdurchmesser wird identisch zum Durchmesser der Mustang Island-Probebelastung zu  $D_0 = 0.61$  m gesetzt.

$$k_{\text{Kallehave}} = \frac{1}{z} \cdot k_{\text{ORL}} \cdot z_0 \cdot \left(\frac{z}{z_0}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{D}{D_0}\right)^{0.5} \quad (6)$$

Eine Sonderrolle nimmt der p-y Ansatz von Kirsch et al. (2014) ein, da dieser sowohl eine Unterschätzung der Gründungssteifigkeit bei Betriebslasten als auch eine Überschätzung der Gründungssteifigkeit bei Extremlasten berücksichtigt. Zudem ist auch eine Akkumulation der Verschiebungen infolge zyklischer Belastung mit einbezogen. Die Ergebnisse dieser Methode sind daher nicht vollständig mit den zuvor dargestellten statischen p-y Ansätzen vergleichbar. Basierend auf der zuvor erwähnten Annahme einer fehlenden negativen Beeinflussung der zyklischen Belastung auf die Anfangssteifigkeit sollte der Ansatz für geringe Belastungsintensitäten dennoch vergleichbare Ergebnisse liefern. Durch die Berücksichtigung der Verformungsakkumulation sollte die Gründungssteifigkeit unter höheren Lasten dagegen unterhalb der hier ansonsten betrachteten Ergebnisse für statische Belastung liegen. Der Ansatz von Kirsch et al. basiert auf den zyklischen p-y Kurven gemäß ORL (Gleichung 1 mit  $A = 0.9$ ). Den zugehörigen Eingangsgrößen des maximalen Bettungswiderstands  $p_u$  und des Anfangssteifigkeitskoeffizienten  $k_{\text{red}}$  liegt hierbei jedoch ein reduzierter Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{red}}$  zugrunde, der den Einfluss des Durchmessers  $D$  berücksichtigen soll (Gleichung 7).

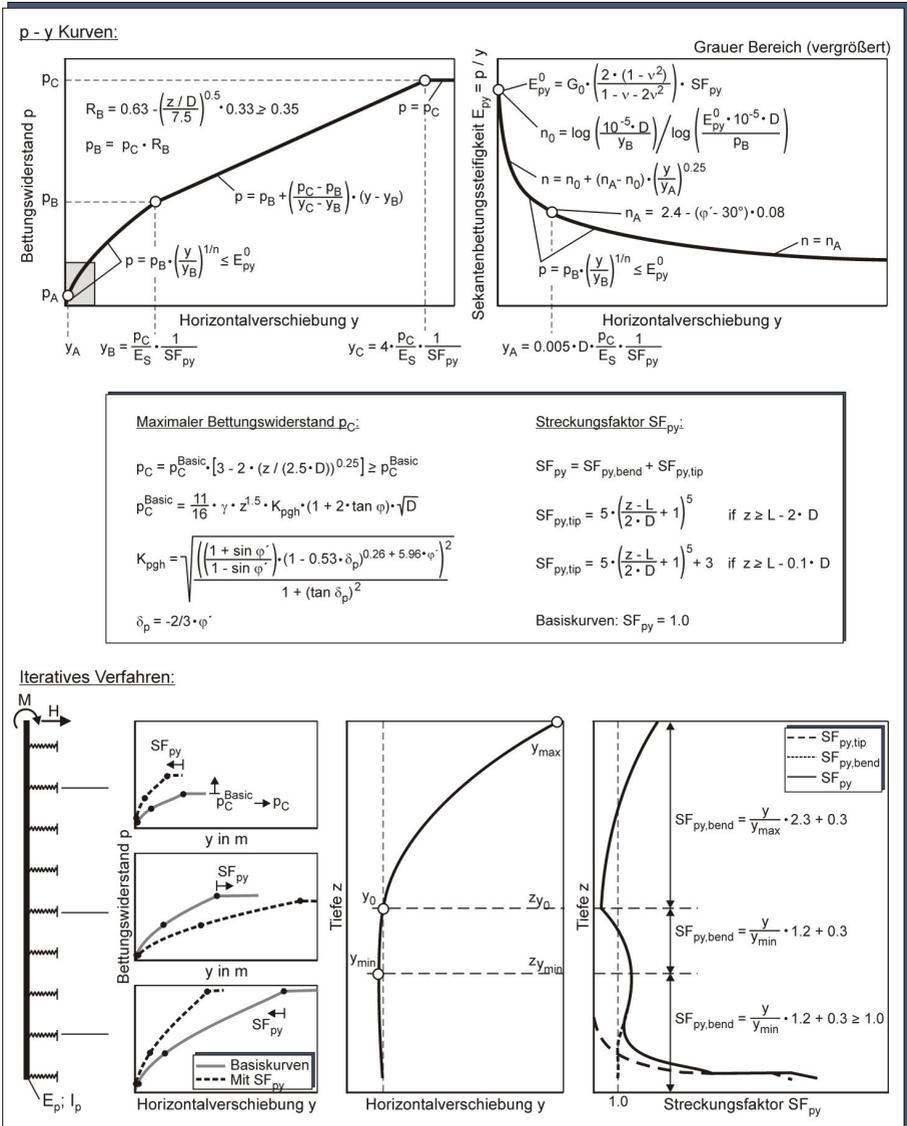
$$\varphi'_{\text{red}} = \varphi' - 0.50 \cdot (D - 2) \quad \text{mit: } D \text{ in [m] und } \varphi' \text{ bzw. } \varphi'_{\text{red}} \text{ in } [^\circ] \quad (7)$$

Neben  $k_{\text{red}}$  hängt der Anfangssteifigkeitskoeffizient  $k_{\text{Kirsch}}$  noch vom Verhältnis des Bettungswiderstands zum maximalen Bettungswiderstand  $p / p_u$  sowie vom Verhältnis des dynamischen zum statischen Steifigkeitsmodul  $E_{\text{sd}} / E_s$  ab (Gleichung 8). Der dynamische Steifigkeitsmodul  $E_{\text{sd}}$  lässt sich hierzu unter Verwendung der Querdehnzahl  $\nu$  aus dem dynamischen Schubmodul  $G_0$  berechnen. Indirekt ergibt sich aus dieser Formulierung eine abweichende Grundfunktion der p-y Kennlinie mit erhöhter Anfangssteifigkeit  $k$  sowie einem kontinuierlichen Übergang zu einem reduzierten Grenzwiderstand (Bild 2, rechts).

$$k_{\text{Kirsch}} = k_{\text{red}} \cdot \left[ 1 + \left( 1 - \frac{p}{p_u} \right) \cdot \left( \frac{E_{\text{sd}}}{E_s} - 1 \right) \right] \quad (8)$$

Der statische Ansatz nach Reese et al. (1974), welcher ehemals in der Richtlinie des American Petroleum Instituts (API) eingebunden war, wird in dieser Aufstellung ebenfalls berücksichtigt. Die segmentweise Kurvenformulierung nach Reese et al. besteht aus vier einzelnen Abschnitten (siehe hierzu Reese et al. 1974; Bild 2, links). Obwohl Anfangssteifigkeit und Grenzlast annähernd identisch zum ORL Ansatz formuliert sind, weicht der Zwischenbereich deutlich vom hyperbolischen Ansatz der ORL ab.

Weiterhin ist auch ein von den Autoren entwickelter Ansatz in die Untersuchung aufgenommen. Der Ansatz ist detailliert in Thieken et al. (2015) beschrieben, soll aber nachfolgend kurz dargestellt werden. Sämtliche Gleichungen sowie das Vorgehen der Methode sind in Bild 3 zusammengestellt. Die grundlegende  $p$ - $y$  Kurve ("Basiskurve") ist gültig für einen unendlich langen Pfahl, welcher eine konstante horizontale Verschiebung über die gesamte Länge erfährt. Die  $p$ - $y$  Kurve ist abschnittsweise formuliert und basiert auf drei Stützstellen der Verschiebung ( $y_A$ ,  $y_B$ ,  $y_C$ ) welche in Abhängigkeit des Quotienten von maximalem Bettungswiderstand  $p_C$  und Steifemodul  $E_s$  des Bodens definiert sind. Die Ermittlung von  $p_C$  basiert hierbei auf dem dreidimensionalen Erddruckansatz der DIN 4085:2011-05. Oberflächennah wird  $p_C$  mit einem Vergrößerungsfaktor beaufschlagt, der den Einfluss der Pfahlverformung auf den maximalen Bettungswiderstand berücksichtigt. Zur Berücksichtigung der tatsächlichen Pfahlverformung und des Einflusses des Pfahlendes auf die lokale Bettungssteifigkeit ist eine iterative Vorgehensweise vorgesehen. Im ersten Schritt werden hierzu die Pfahlverformungen mit den sogenannten Basiskurven berechnet. Basierend auf der ermittelten Biegelinie wird der Verlauf des sogenannten Streckungsfaktors der  $p$ - $y$  Kurve ( $SF_{py}$ ) bestimmt, welcher zusätzlich auch den Abstand der betrachteten Tiefe zum Pfahlende mitberücksichtigt. Im nächsten Iterationsschritt werden die  $p$ - $y$  Kurven an ihren drei Stützstellen durch den Streckungsfaktor  $SF_{py}$  beeinflusst, d.h. die  $p$ - $y$  Kurve wird gestreckt (reduzierte Bettungssteifigkeit) wenn  $SF_{py} < 1.0$  und gestaucht (erhöhte Bettungssteifigkeit) wenn  $SF_{py} > 1.0$ . Diese iterative Anpassung der Bettungsreaktion wird wiederholt bis sich die Änderung der Pfahlkopfverformung innerhalb der gewählten Toleranz einstellt. Eingangswerte für die Methode sind der Steifemodul  $E_s$ , der dynamische Steifemodul  $E_{sd}$ , der Reibungswinkel  $\varphi'$  sowie die Wichte  $\gamma'$  des Bodens. Auf eine Darstellung der  $p$ - $y$  Kurven in Bild 2 wird aufgrund der vorhandenen Abhängigkeit von der Pfahlsteifigkeit verzichtet.



Als letzter p-y Ansatz wird auch das Bettungsmulverfahren der DIN 1054:2010-12 berücksichtigt. Das beschriebene iterative Vorgehen der DIN 1054 resultiert letztendlich in

einer bi-linearen p-y Kurve mit der Anfangssteifigkeit  $k = E_S / z$  (bzw.  $E_{py} = E_S$ ) und einem maximalen Bettungswiderstand  $p_u$  gemäß des zwei- oder auch des hier verwendeten dreidimensionalen Erddruckansatzes der DIN 4085:2011-05. Es sei allerdings angemerkt, dass die DIN 1054 dieses Verfahren für Verformungsberechnungen explizit ausschließt.

Soweit die zu bewertenden Ansätze die Eingabe von Steifigkeitsmoduln erfordern, werden diese zur Erreichung einer möglichst repräsentativen Vergleichsbasis analog zu den nachfolgend dargestellten numerischen Simulationen gewählt. Durch diese zumindest für OWEA-Standorte in der Nordsee realitätsnahen Steifigkeitsparameter lässt sich eine aussagekräftige Bewertung der Ansätze unter realistischen Randbedingungen erreichen. Alle dargestellten p-y Methoden sind im Pfahlbemessungsprogramm *IGtHPile* (Terceros, 2014) implementiert, welches für die hier dargestellte Studie verwendet wurde.

### 3 Numerische Simulationen

Die numerischen Simulationen zum Tragverhalten des Pfahl-Bodensystems werden mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS3D durchgeführt. Die Abmessungen des Bodenmodells im Vergleich zu den Pfahlabmessungen sind in der Darstellung des Modells in Bild 4 gegeben. Das Referenzmodell ( $D = 6$  m,  $L = 30$  m) ist mit insgesamt 91669 Elementen diskretisiert. Durch die gewählten Abmessungen und die Vernetzung konnte ein unzulässiger Einfluss auf die Berechnungsergebnisse vermieden werden.

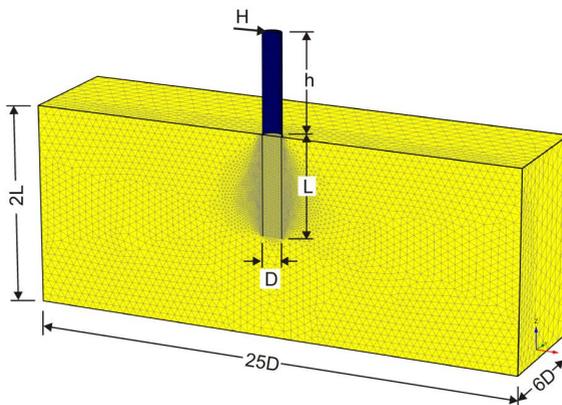


Bild 4: Modell des Referenzsystems im FE-Programm PLAXIS3D

Der Pfahl wird als offener Rohrquerschnitt mit der Wandstärke  $t$ , einem Elastizitätsmodul  $E_p = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$  und einer Querkontraktionszahl  $\nu = 0.27$  modelliert. Zur Aufbringung einer Horizontallast  $H$ , die gleichermaßen ein Moment  $M$  auf den Pfahlkopf ausübt, wird der Pfahl annähernd starr und gewichtslos ( $E_p = 1 \cdot 10^{12} \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu = 0.27$ ,  $\gamma_s = 0.01 \text{ kN/m}^3$ ) mit der Lastexzentrizität  $h$  oberhalb der Geländeoberkante verlängert. Die maximal mobilisierbare Schubspannung des elasto-plastischen Kontakts zwischen Pfahl und Boden ergibt sich aus dem Produkt von Kontaktnormalspannung und dem Reibungsbeiwert  $\mu = 2/3 \cdot \tan\phi'$ . Die Berechnung wird in mehreren Schritten nach der sogenannten "wished-in-place"-Methode durchgeführt. Der Initialspannungszustand ist dabei durch einen horizontalen Erdruchdruckbeiwert  $k_0 = 1 - \sin\phi'$  definiert.

Die Bodenmodellierung erfolgt mit Hilfe des "HSmall Soil Model", welches eine Erweiterung des "Hardening Soil Model (HSM)" hinsichtlich der Berücksichtigung einer dehnungsabhängigen Steifigkeitsformulierung darstellt. Diese dehnungsabhängige Steifigkeitsformulierung wird als entscheidend für eine genaue Beschreibung des Tragverhaltens unter geringen Lasten angesehen (siehe Thieken & Achmus 2013).

Für sehr kleine Scherdehnungen ( $\gamma < 10^{-6}$ ) ist die Bodensteifigkeit durch den dynamischen Schubmodul  $G_0$  definiert. Dieser wird in den Simulationen gemäß dem Ansatz des Arbeitskreises Baugruddynamik (DGGT 2012) definiert (Gleichung 9). Der Ansatz ist gültig für enggestufte Sande mit abgerundeter Kornform, wie sie an möglichen OWEA Standorten in der Nordsee durchaus üblich sind. Der dynamische Schubmodul  $G_0$  ist demnach abhängig von der Porenzahl  $e$  sowie der Vergleichsspannung  $\sigma_m$ .

$$G_0 = 6900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m^{\lambda_{G0}} \quad (9)$$

Zur Beschreibung der Steifigkeitsdegradation in Abhängigkeit der Scherdehnung wird der Ansatz nach Gleichung 10 verwendet, wobei die Referenzscherdehnung nach gängiger Praxis zu  $\gamma_{ref} = 10^{-4}$  gewählt wird.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + (0.385 \cdot \gamma) / \gamma_{ref}} \quad (10)$$

Diese Steifigkeitsdegradation ist begrenzt durch die spannungsabhängige Steifigkeitsformulierung des Hardening Soil Models. Diese "statische" Bodensteifigkeit im HSM ist durch drei Steifigkeitsmoduln definiert; der Tangentensteifigkeit für oedometrische

Erstbelastung  $E_{oed}$ , der Sekantensteifigkeit im dränierten Triaxialversuch  $E_{50}$  und der Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit  $E_{ur}$ . Diese drei Moduln werden unter Annahme des Initialspannungszustands an der spannungsabhängigen Steifigkeitsformulierung gemäß Gleichung 11 definiert. Details zu diesem Vorgehen sind beispielsweise in Achmus et al. (2014) beschrieben.

$$E_s = E_{oed} = \kappa \cdot \sigma_{at} \cdot (\sigma_m / \sigma_{at})^{\lambda_{ES}} \quad (11)$$

Die den Simulationen zugrundegelegten Bodenparameter sind in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Angesetzte Bodenparameter

Beschreibung	Einheit	Mustang Island	Sand, mitteldicht
Wichte $\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10.37	9.76
Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	39.3	35.0
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	9.3	5.0
Kohäsion $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.1	0.1
Querkontraktionszahl $\nu$	[1]	0.2	0.25
Steifigkeitsparameter $\kappa$	[-]	700	400
Steifigkeitsparameter $\lambda_{ES}$	[-]	0.50	0.60
Porenzahl $e$	[1]	0.60	0.69
Steifigkeitsparameter $\lambda_{GO}$	[-]	0.50	0.50

Das numerische Modell wird an der sogenannten "Mustang Island"-Pfahlprobebelastung (Cox et al. 1974) validiert. Diese Probebelastung bildet die Grundlage des p-y Ansatzes nach Reese et al. (1974) und wurde auch für die aktuelle Formulierung des ORL-Ansatzes mitberücksichtigt. Es sei angemerkt, dass der ORL-Ansatz an insgesamt zehn Pfahlprobebelastungen verschiedenster Art (Stahlrohrpfähle, konische Holzpfähle, I-Profile, Brunnenbohrpfähle mit Fußaufweitung, quadratische Stahlbetonpfähle) kalibriert wurde. Von den eingebundenen Probebelastungen wird der "Mustang Island"-Test von den Autoren allerdings als am besten instrumentiert und repräsentativ für die Bemessung von Offshore-Pfählen angesehen. Es ist in jedem Fall bemerkenswert, dass das Ergebnis dieser Probebelastung durch den aktuellen Ansatz weder hinsichtlich der Last-Verschiebungslinie noch des einzig gegebenen Biegemomentenverlaufs wiedergegeben werden kann (siehe Bild 5). Im Gegensatz dazu kann das Ergebnis mit Hilfe der numerischen Simulationen mit hinreichender Genauigkeit reproduziert werden.

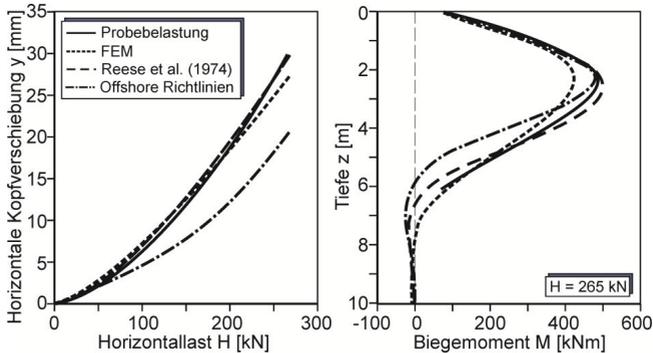


Bild 5: Validierung des numerischen Modells anhand der "Mustang Island"-Pfahlprobelastung (D = 0.61 m, L = 21 m, t = 9.51 mm, sehr dichter Sand)

#### 4 Ergebnisse für ein Referenzsystem

Als Referenzsystem wird ein Monopile mit einem Durchmesser  $D = 6$  m, einer Einbindelänge  $L = 30$  m und einer konstanten Wandstärke  $t = 81.35$  mm in mitteldichtem Sand gewählt. Die Lastexzentrizität wird in diesem Fall zu  $h = 30$  m angenommen. Der Gründungswiderstand wird in Abhängigkeit der horizontalen Kopfverschiebungen in Höhe GOK sowohl in Form der aufgetragenen Horizontallast als auch im Bereich kleiner Verschiebungen als Sekantensteifigkeit ( $K_{sec} = H / y$ ) dargestellt (vgl. Bild 6).

Im Bereich kleiner Verschiebungen ergibt sich aus den numerischen Simulationen eine starke Nichtlinearität der Gründungssteifigkeit, die zum Teil auf den Ansatz der dehnungsabhängigen Bodensteifigkeit zurückzuführen ist. Diese Nichtlinearität kann durch die Methode der ORL nicht reproduziert werden. Die annähernd konstante Gründungssteifigkeit des ORL-Ansatzes im Bereich  $y \leq 50$  mm unterschätzt die numerisch ermittelte Steifigkeit für Verschiebungen  $y < 4$  mm und überschätzt die Steifigkeit für  $y > 4$  mm. Durch Betrachtung von Bild 6 (links) wird ersichtlich, dass sich dieser Trend auch mit größeren Verschiebungen fortsetzt. Die reduzierte Anfangssteifigkeit, die sich aus der Methode nach Wiemann et al. (2004) ergibt, führt zu einer Reduzierung der Pfahlwiderstände für den gesamten Bereich der Verschiebungen. Daher resultiert ein vergleichbares Verhalten zum ORL-Ansatz mit annähernd konstanter Gründungssteifigkeit für kleine Verschiebungen. Der Schnittpunkt zwischen den Ergebnissen der p-y-Methode und den numerischen Simulationen verschiebt sich hier allerdings auf etwa  $y = 30$  mm.

Die Methoden nach Sørensen et al. (2010) und Sørensen (2012) zeigen ein vergleichbares Verhalten, jedoch mit leicht anderen Schnittpunkten. Die p-y-Methode nach Kallehave et al. (2012) führt durch die Erhöhung der Anfangssteifigkeit zu einer Vergleichbarkeit mit den numerischen Ergebnissen im Bereich sehr geringer Belastungen.

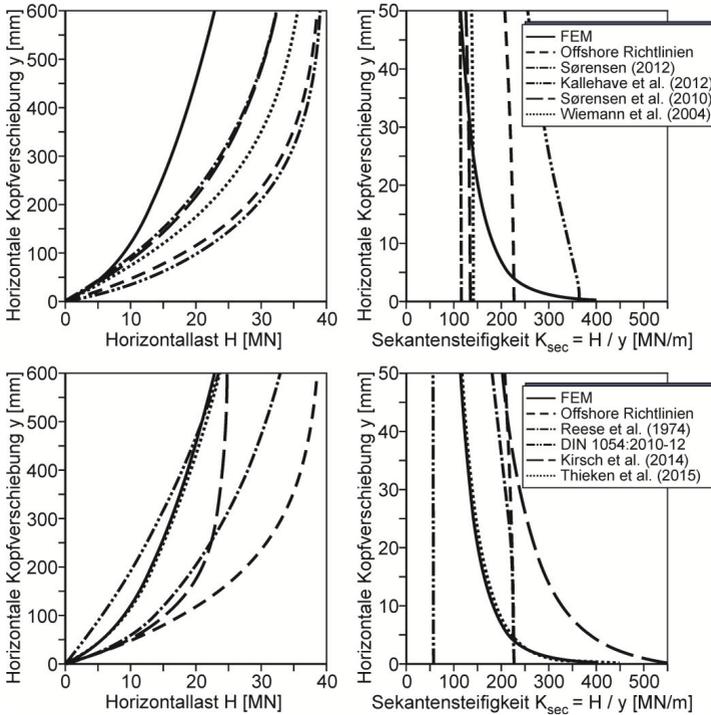


Bild 6: Last-Verschiebungslinie des Referenzsystems

Die Methode nach Reese et al. ergibt für geringe Lasten aufgrund der identischen Anfangssteifigkeit der p-y Kurven eine identische Gründungssteifigkeit zum ORL-Ansatz. Aus der abweichenden Kurvenformulierung resultiert allerdings eine geringere Steifigkeit ab einer Pfahlkopfverschiebung  $y > 25$  mm, welche insgesamt eine geringere Abweichung der Methode zu den numerischen Simulationen begründet. Der Ansatz der DIN 1054 ergibt eine erheblich geringere, aber ebenso annähernd konstante Gründungssteifigkeit für geringe Belastungen. Der Ansatz nach Kirsch et al. überschätzt die Gründungssteifigkeit unabhängig vom Lastniveau. Dies ist umso bemerkenswerter, als eine Akkumulation der Verformungen infolge der zyklischen Belastung in der Methode berücksichtigt sein soll.

Die von den Autoren vorgeschlagene Methode zeigt dagegen eine sehr gute Übereinstimmung mit den numerischen Simulationen unabhängig vom Lastniveau.

Eine Gegenüberstellung der p-y-Methoden und der numerischen Simulationen erfolgt gleichermaßen für die Biegelinien und die Sekantenbettungssteifigkeiten ( $E_{py} = p / y$ ) entlang des Pfahlschafts für eine Lastkombination  $H = 10 \text{ MN}$  und  $M = 300 \text{ MNm}$  (Bild 7). Die numerischen Simulationen ergeben ein annähernd starres Pfahlverhalten sowie einen durch den Drehpunkt und das Pfahlende beeinflussten Verlauf von  $E_{py}$ .

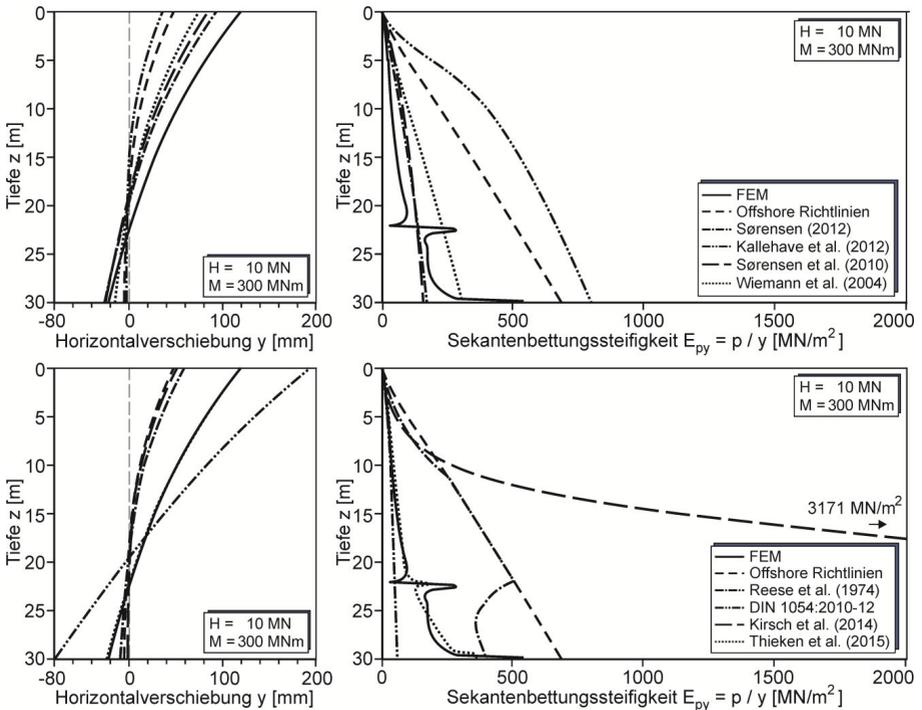


Bild 7: Biegelinien und Sekantenbettungssteifigkeiten für das Referenzsystem

Der p-y-Ansatz der ORL überschätzt die Bettungssteifigkeit mit der Tiefe zunehmend, woraus sich letztendlich auch die zu geringe Pfahlkopfverschiebung und das weichere Pfahlverhalten ergibt. Die Methoden nach Wiemann et al. (2004), Sørensen et al. (2010) und Sørensen (2012) ergeben eine geringere Bettungssteifigkeit, die oberhalb des Pfahldrehpunktes geringer und unterhalb des Drehpunktes höher ist als es sich aus den numerischen Simulationen ergibt. Insgesamt führt dies zu geringeren Pfahlkopf-

verschiebungen, aber höheren Pfahlfußverschiebungen. Die Methode nach Kallehave et al. zeigt deutlich zu hohe Bettungssteifigkeiten und eine zu geringe Kopfverschiebung. Es sei jedoch angemerkt, dass diese Methode auf geringe Belastungsintensitäten abzielt und daher hier nicht direkt vergleichbar ist. Die Bettungssteifigkeit des Ansatzes nach Reese et al. unterscheidet sich vom Ansatz der ORL nur in Tiefen, in denen die Anfangssteifigkeit in den p-y Kurven überschritten wird. Der Ansatz nach DIN 1054 unterschätzt besonders für größere Tiefen die Bettungssteifigkeit erheblich, was letztendlich zu einer sehr hohen Kopfverschiebung führt. Eine erhebliche Überschätzung der Bettungssteifigkeit in Verbindung mit einem flexiblen Pfahlverhalten (annähernd keine Verschiebungen unterhalb  $z = 17$  m) ergibt sich aus dem Ansatz nach Kirsch et al. (2014). Die von den Autoren vorgeschlagene Methode gibt sowohl die Biegelinie als auch die Bettungssteifigkeit entlang des Pfahlschafts mit hinreichender Genauigkeit wieder.

## 5 Parameterstudie

Im Folgenden ist eine Parameterstudie zur Gültigkeit der p-y-Ansätze in Abhängigkeit der Pfahlabmessungen dargestellt. Insgesamt 112 Pfahl- Bodensysteme mit Durchmessern  $D = 0.5 - 8.0$  m und relativen Pfahllängen  $L/D = 4-10$  werden untersucht. Zur Erreichung einer repräsentativen Bewertungsgrundlage wird die Lastexzentrizität sowie die Wandstärke mit dem Pfahldurchmesser normiert. Die Wandstärke wird zu  $t = 0.0125 \cdot D$  [mm] + 6.35 [mm] und die Lastexzentrizität zu  $h = 5 \cdot D$  gewählt. Die Ergebnisse der Parameterstudie sind in Form von Konturdiagrammen in den Bildern 8, 9 und 10 dargestellt. Die schwarzen Punkte in den Abbildungen kennzeichnen hierbei einbezogene Berechnungsergebnisse, d.h die Stützstellen der Interpolation. Dargestellt sind die Quotienten des Widerstands resultierend aus den p-y-Ansätzen und den numerischen Simulationen ( $H_{p-y} / H_{FEM}$ ). Folglich bedeuten Werte größer als eins, dass die p-y-Methode einen höheren Widerstand prognostiziert als die numerischen Simulationen. Betrachtet werden zwei normierte Kopfverschiebungen von  $y = 0.005 \cdot D$  und  $y = 0.03 \cdot D$ . Bild 6 verdeutlicht hierbei, dass insbesondere für geringe Lasten die quantitativen Abweichungen stark vom betrachteten Verschiebungsniveau abhängig sind. Diese Darstellungsweise ermöglicht dennoch eine aussagekräftige Charakterisierung der einzelnen Methoden im Hinblick auf die Effekte veränderlicher Pfahlabmessungen. Die vorgestellte Studie beschränkt sich auf die Betrachtung einer mitteldichten Lagerung. Vergleichsstudien mit abweichenden Lagerungsdichten zeigen qualitativ identische Ergebnisse. Diesbezüglich

ist auch eine Bewertung der hier vorgestellten p-y-Ansätze für sehr dicht gelagerten Sand in Achmus et al. (2014), Thieken et al. (2014) und Thieken et al. (2015) mitgeteilt.

Die Ergebnisse der Parameterstudie können hier aus Platzgründen nicht detailliert erläutert werden, sind allerdings bereits für das Referenzsystem beschrieben. Auf einige wichtige Erkenntnisse für Monopiles soll dennoch kurz hingewiesen werden.

- Die Methode der ORL gibt die Gründungssteifigkeit für eine bestimmte Kopfverschiebung im Bereich  $y \approx 0.0005 \cdot D$  gut wieder. Die starke Nichtlinearität der numerischen Ergebnisse wird jedoch nicht abgebildet. Eine Überschätzung des Widerstands für Monopiles im Bereich großer Lasten ist augenscheinlich.
- Die Methode nach Reese et al. gibt das numerisch ermittelte Pfahltragverhalten wesentlich besser wieder als die Methode der Offshore-Richtlinien.
- Die Methode der DIN 1054 unterschätzt die Gründungssteifigkeiten deutlich.
- Die Abweichungen der Methoden nach Wiemann et al., Sørensen et al. und Sørensen im Bereich hoher Lasten sind wesentlich geringer als nach der ORL-Methode. Dafür werden die Gründungssteifigkeiten für geringe Lasten unterschätzt.
- Die Gültigkeit des Ansatzes nach Kallehave et al. beschränkt sich auf Kopfverschiebungen  $y < 0.0005 \cdot D$ .
- Die Methode nach Kirsch et al. überschätzt den Widerstand trotz einer vermeintlichen Berücksichtigung einer Verformungsakkumulation infolge zyklischer Belastung für sämtliche Lastbereiche recht deutlich.
- Die Methode nach Thieken et al. zeigt insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen. Dies konnte auch für abweichende Lagerungsdichten, Wandstärken, Lastexzentrizitäten und Verhältnisse von Bodensteifigkeit zu Scherfestigkeit festgestellt werden (siehe Thieken et al. 2015).

Es sei hier angemerkt, dass die von den Autoren vorgeschlagene Methode unter anderem auch an der hier verwendeten Bewertungsgrundlage kalibriert wurde. Es erscheint demnach zunächst folgerichtig, dass die Ergebnisse der numerischen Berechnungen und der neuen p-y Methode eine gute Übereinstimmung aufweisen. Unter diesem Gesichtspunkt ist allerdings auf die sehr große Bandbreite an Pfahl-Boden-Systemen und Lastintensitäten hinzuweisen, welche der neuen Methode zugrundeliegen. Eine hinreichend genaue Kalibrierung an einer derart großen Bandbreite von Systemen kann nur durch eine realitätsnahe Erfassung der lokalen Pfahl-Boden-Interaktionen erfolgen.

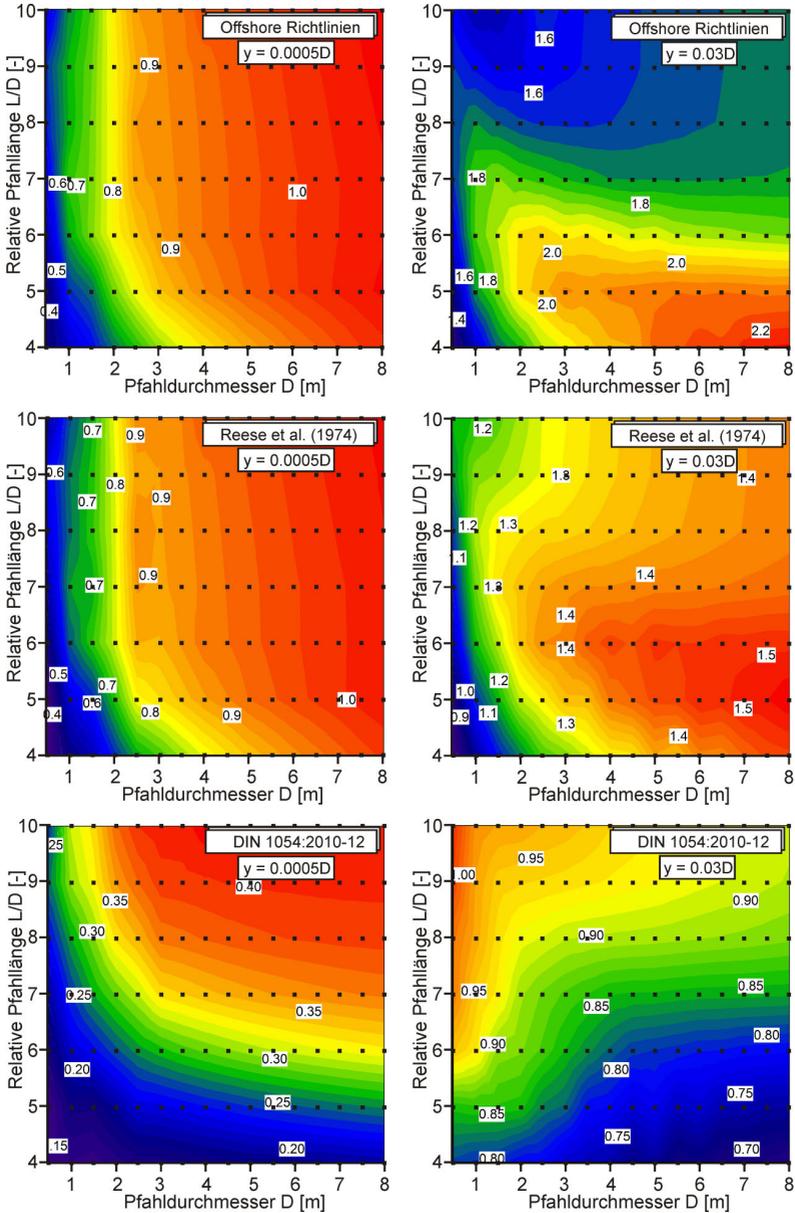


Bild 8: Quotient des horizontalen Widerstands  $H_{p-y} / H_{FEM}$  für die p-y Ansätze nach den Offshore-Richtlinien, Reese et al. (1974) und der DIN 1054:2010-12

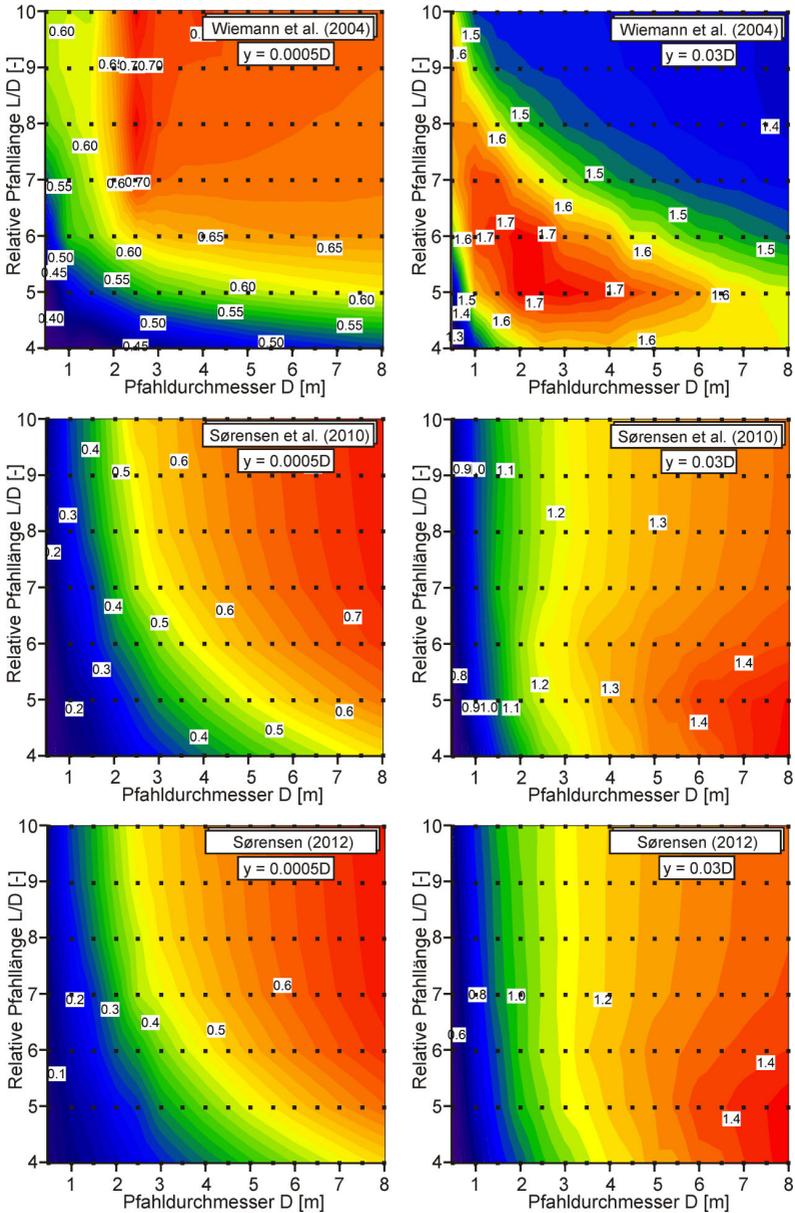


Bild 9: Quotient des horizontalen Widerstands  $H_{p,y} / H_{FEM}$  für die p-y Ansätze nach Wiemann et al. (2004), Sørensen et al. (2010) und Sørensen (2012)

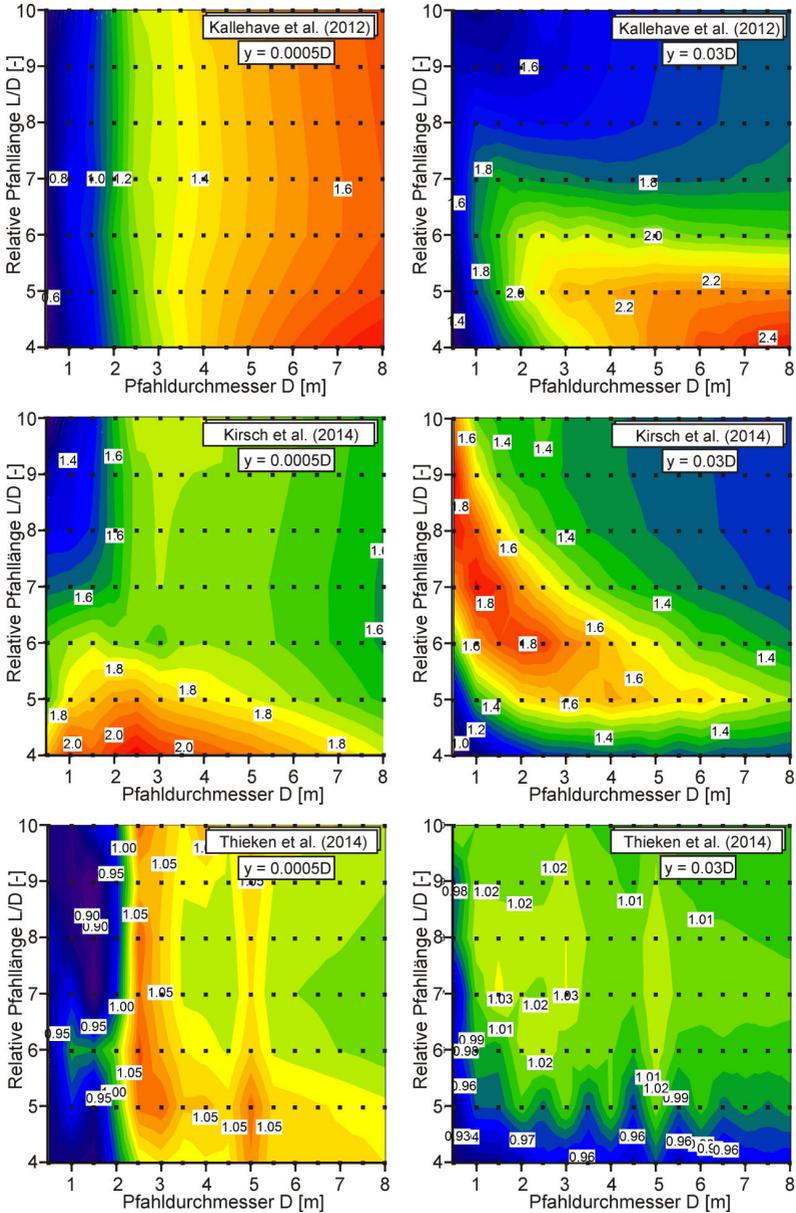


Bild 10: Quotient des horizontalen Widerstands  $H_{p-y} / H_{FEM}$  für die p-y Ansätze nach Kallehave et al. (2012), Kirsch et al. (2014) und Thieken et al. (2015)

## 7 Fazit

Der Vergleich der mit Hilfe der p-y-Methoden ermittelten Gründungswiderstände mit den Ergebnissen numerischer Simulationen ermöglicht die Bewertung der p-y-Ansätze für eine große Bandbreite von Pfahlabmessungen und Belastungsintensitäten. Es ist festzustellen, dass die Methode der Offshore-Richtlinien nicht generell für Pfähle großer Durchmesser anwendbar ist. Gleichmaßen ist festzustellen, dass Methoden welche lediglich die Anfangssteifigkeit der p-y-Kurven in Abhängigkeit der Pfahlabmessungen und Bodenbedingungen modifizieren, ebenso keine allgemeine Gültigkeit unabhängig von der Belastungsintensität aufweisen. Eine von den Autoren vorgestellte Methode scheint dagegen durch das zugrundegelegte iterative Vorgehen in der Lage zu sein, sowohl das globale Tragverhalten als auch das lokale Bettungsverhalten unabhängig von der Belastungsintensität und den Pfahlabmessungen hinreichend genau zu prognostizieren.

## Danksagung

Die vorgestellte Studie wurde teilweise im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „GIGAWINDlife“, gefördert vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi), durchgeführt. Die Autoren danken für die finanzielle Unterstützung.

## Literatur

**Achmus M., Thieken K., Lemke K. (2014):** "Evaluation of p-y approaches for large diameter monopiles in sand". Proceedings of the 24<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), pp. 531 - 539.

**American Petroleum Institute - API (2014):** "Recommended Practice 2GEO - Geotechnical and Foundation Design Considerations". Version October 2014.

**Cox W.R., Reese L.C., Grubbs B.R. (1974):** "Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand". Proc. of the Offshore Technology Conference (OTC), USA, Paper No. OTC 2079.

**Det Norske Veritas - DNV (2013):** "Offshore Standard DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures. January 2013".

**Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. - DGGT (2012):** "Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle)". Berlin: Ernst & Sohn, 2. Auflage.

**Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. - DGGT (2002):** "Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruddynamik". Eigenverlag: Grundbauinstitut der TU Berlin.

**Kallehave D., LeBlanc Thilsted C., Liingaard MA. (2012):** "Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand". Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference Offshore Site Investigation and Geotechnics, pp. 465 - 472.

**Kirsch F., Richter T., Coronel M. (2014):** "Geotechnische Aspekte bei der Gründungs-bemessung von Offshore-Windenergieanlagen auf Monopfählen mit sehr großen Durchmessern". Stahlbau Spezial 2014 - Erneuerbare Energien, pp. 61 - 67.

**LeBlanc C., Houslsby G.T., Byrne B.W. (2010).** "Response of stiff piles in sand to longterm cyclic lateral loading". Géotechnique, Vol. 60 (2), pp. 79-90.

**Murchison J.M., O'Neill M.W. (1984):** "Evaluation of p-y-Relationship in Cohesionless Soils". Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, New York, pp. 174-191.

**Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974):** "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand". Proceedings of the Offshore Technology Conference, USA, Paper No. OTC 2080.

**Sørensen S.P.H., Ibsen L.B., Augustesen A.H. (2010):** "Effects of diameter on initial stiffness of p-y curves for large-diameter piles in sand". Proceedings of the 7<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 907-912.

**Sørensen S.P.H (2012):** "Soil-structure interaction for non-slender, large-diameter offshore monopiles." PhD Thesis, Aalborg University Denmark.

**Terceros M. (2014):** "IGTHPile Software & Berechnungsbeispiele". Download unter: <http://www.igth.uni-hannover.de/downloads>

**Thieken K., Achmus M. (2013):** "Small strain effects on the stiffness of monopile foundations in sand", Proc. of the 3<sup>rd</sup> Int. Sym. on Comp. Geomechanics, pp. 545-561.

**Thieken K., Achmus M., Lemke K. (2014):** "Evaluation of p-y approaches for large diameter monopiles in sand". Int. Journal of Polar and Offshore Eng. (IJOPE). (accepted).

**Thieken K., Achmus M., Lemke K. (2015):** "A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand". Geotechnik. (accepted).

**Wiemann J., Lesny K., Richwien W. (2004):** "Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness". Proceedings of the 7<sup>th</sup> German Wind Energy Conference (DEWEK).

#### Autoren

Dipl. -Ing. Klaus Thieken

thieken@igth.uni-hannover.de

Univ. Prof. Dr. -Ing. Martin Achmus

achmus@igth.uni-hannover.de

Dipl. -Ing. Katrin Lemke

lemke@igth.uni-hannover.de

Institut für Geotechnik (IGtH)

www.igth.uni-hannover.de

Leibniz Universität Hannover

Tel.: +49 511 762 3370

Appelstr. 9a, 30167 Hannover

Fax.: +49 511 762 5105

# Kempfert + Partner

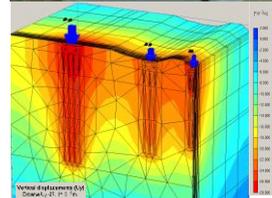
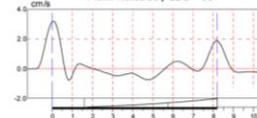
Geotechnik



- Erkundung und Gründungsberatung
- Planung und Bemessungen von allen Pfahlgründungen
- Entwicklung und Anwendung von Berechnungsverfahren für zyklisch und dynamisch beanspruchte Pfähle
- Analytische und numerische Verformungsprognosen
- Planung, Betreuung und Auswertung von statischen und zyklischen Pfahlprobelastungen
- Überwachung von Pfahlarbeiten
- Dynamische Integritätsprüfungen
- Geotechnische Messungen von Spannungen, Kräften, Verformungen
- Sachverständigengutachten



Dynamische Integritätsprüfung  
Pfahl: Achse 30 / 12 D = 90



[www.kup-geotechnik.de](http://www.kup-geotechnik.de)

## Hamburg

Hasenhöhe 126  
22607 Hamburg  
Tel.: (040) 28 41 08 38-0

## Würzburg

Höchberger Straße 28a  
97082 Würzburg  
Tel.: (09 31) 7 90 39-0

## Konstanz

Max-Stromeyer-Straße 116  
78467 Konstanz  
Tel.: (0 75 31) 59 45-0



# Zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit von offenen Profilen nach EA-Pfähle und EAU

Patrick Becker<sup>1</sup>, Jan Lüking<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Kempfert Geotechnik GmbH, Hamburg, Deutschland

<sup>2</sup> HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult Infrastructure, Hamburg, Deutschland

## 1 Einleitung und Problemstellung

Bei der Einbringung von unten offenen Stahlprofilen (Rohrprofile, Kastenprofile, einfache oder doppelte Stahlträgerprofile) kann es im Pfahlfußbereich bei gegenüberliegenden Mantelflächen zu einer Verspannung des Bodens kommen. Dieses wird allgemein als Pfropfenbildung bezeichnet. Die Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit dieser Profile nach den nationalen technischen Regelwerken EA-Pfähle (2012) und EAU (2012) führen vergleichend angewendet jedoch zu teilweise deutlich voneinander abweichenden Ergebnissen. Die EA-Pfähle (2012) ist für offene Stahlrohrpfähle mit Pfahldurchmesser von  $D = 0,3 \text{ m}$  bis  $D = 1,6 \text{ m}$  anwendbar, während die EAU (2012) Pfahldurchmesser  $D > 0,8 \text{ m}$  berücksichtigt. Außerdem liefert die EA-Pfähle (2012) für die Pfahlwiderstände Erfahrungswerte als 10% und 50% Quantil, während die EAU (2012) Erfahrungswerte zur Vorbemessung liefert ohne Angabe eines statistischen Quantilbereiches. Beispielhaft ist in Abbildung 1 ein Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeit eines offenen Stahlrohrpfahles mit einer Einbindelänge von  $d_e = 15 \text{ m}$  nach beiden Regelwerken für unterschiedliche Pfahldurchmesser und Spitzenwiderstände der Drucksondierung im Rahmen einer Parameterstudie gegenübergestellt.

Die Abweichungen zwischen dem 50% Quantil der EA-Pfähle (2012) und den Erfahrungswerten der EAU (2012) betragen teilweise fast 50%. Dieses führt zu Unterschieden in der Bemessung und auch zu Unsicherheiten beim Anwender. Hierauf wurden in LÜKING/BECKER (2015) basierend auf einer statistischen Auswertung von Pfahlprobelastungen neue Erfahrungswerte sowie ein Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit abgeleitet. Die Formeln dieses neuen Berechnungsverfahrens werden im Abschnitt 2 erläutert, welches bereits durch die Jahresberichte der beiden Ausschüsse EA-Pfähle und EAU in die jeweiligen Regelwerke eingeflossen ist, siehe MOORMANN/KEMPFERT (2014) und GRABE (2014).

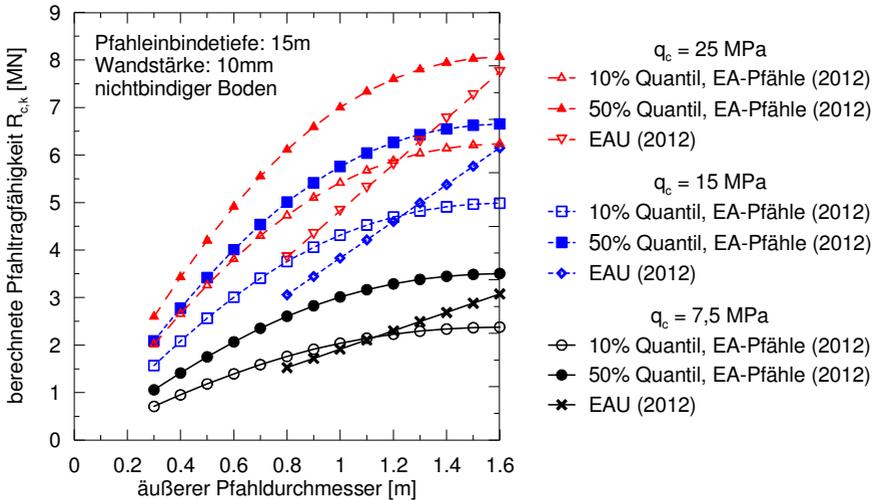


Abbildung 1: Vergleich der berechneten Pfahltragfähigkeit  $R_{c,k}$  nach EA-Pfähle (2012) und EAU (2012) für unterschiedliche Pfahldurchmesser und Spitzenwiderstände der Drucksondierung  $q_c$

## 2 Berechnungsverfahren für offene Profile nach LÜKING/BECKER (2015)

### 2.1 Modellvorstellungen zur Pfropfenbildung

Eine Pfropfenbildung ist generell abhängig vom Pfahldurchmesser, der Lagerungsdichte und der Einbringmethode, siehe z.B. LÜKING (2010), LÜKING/KEMPFERT (2012) oder HENKE (2013). Mit zunehmendem Pfahldurchmesser oder abnehmender Lagerungsdichte verringert sich die Neigung zur Pfropfenbildung. Eine schlagende oder quasi statische Einbringmethode erhöht im Vergleich zu einer vibrierenden Einbringung die Möglichkeit einer Pfropfenbildung, siehe LAMMERTZ (2008) oder HENKE (2013). SCHENK (1966) berichtet, dass ein verspannter Pfropfen bis zu einem Pfahldurchmesser von  $D \approx 0,5 \text{ m}$  auftreten kann. Ab einem Pfahldurchmesser von  $D \geq 1,5 \text{ m}$  ist nach LEHANE ET AL. (2005) mit keiner Pfropfenbildung mehr zu rechnen. Die Übergänge von einem verspannten Pfropfen über eine teilweise Verspannung bis zu keiner Pfropfenbildung sind fließend und nicht abgrenzbar. Der Lastabtrag findet im Pfropfen über Druckgewölbe statt, die zu einer erhöhten inneren Pfahlmantelreibung auf den untersten Pfahldurchmessern führen, siehe LÜKING (2010) und LÜKING/KEMPFERT (2012).

In LÜKING/BECKER (2015) wurden basierend auf einer Datenbank von dynamischen und statischen Pfahlprobelastungen an Stahlrohrpfählen (113 Stück) und einfachen (31 Stück) und doppelten (26 Stück) Stahlträgerprofilen, die überwiegend in sandigen Böden im norddeutschen Raum durchgeführt worden sind, neue Erfahrungswerte als 10% und 50% Quantilwert für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit abgeleitet.

## 2.2 Berechnungsverfahren für Rohrprofile

In Abbildung 2 sind die Profilformen und die Bezeichnungen der jeweiligen Widerstandsanteile zusammengestellt, auf die im folgenden eingegangen wird.

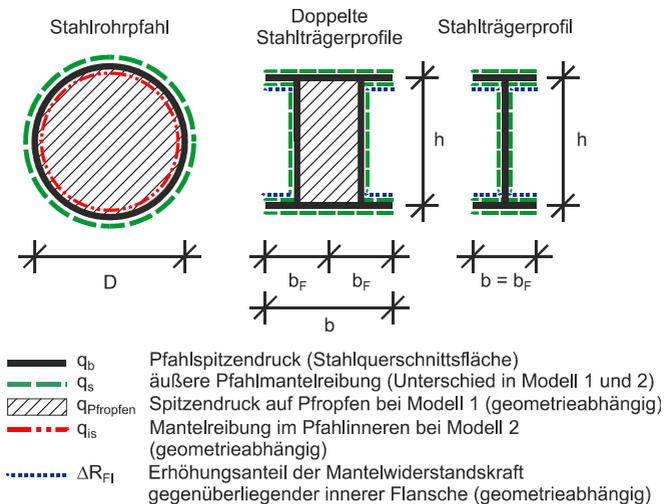


Abbildung 2: Profilformen und deren Bezeichnungen mit Bereichen einer möglichen Verspannung und anzusetzenden Pfahlwiderständen nach LÜKING/BECKER (2015)

Rechnerisch werden die beiden in Abbildung 3 dargestellten Modelle verwendet. Bei Modell 1 wird eine vollständige Ppfofenbildung vorausgesetzt. Dieses Modell ist anwendbar für Pfahldurchmesser  $D \leq 0,5$  m. Hierbei werden die Lasten über eine äußere Pfahlmantelreibung  $q_s$ , einen Spitzendruck auf die Profilaufstandsfläche  $q_b$  und einen Spitzendruck auf den Ppfofen  $q_{Ppfofen}$  abgetragen.

Bei Modell 2 wird eine Pfropfenbildung ausgeschlossen, welches für Pfahldurchmesser  $D \geq 1,5$  m angewendet wird. Hierbei wird abweichend zu Modell 1 eine innere Pfahlmantelreibung  $q_{is}$  berücksichtigt. Aufgrund von Sackungseffekten während der Pfahleinbringung werden die obersten 20% der Einbindetiefe  $d_e$  im Pfahlinneren nicht berücksichtigt, siehe auch EAU (2012).

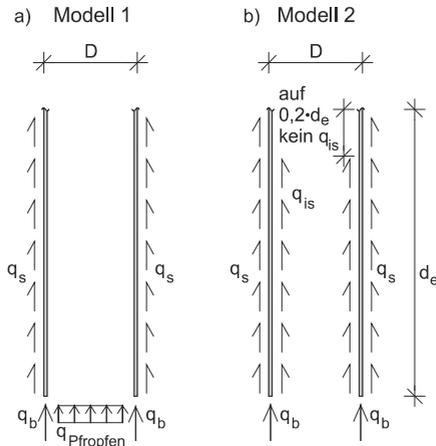


Abbildung 3: Rechnerische Modelle zur Berechnung der Pfahltragfähigkeit nach LÜKING/BECKER (2015); a) Modell 1: Vollständige Pfropfenbildung für Pfahldurchmesser  $D < 0,5$  m, b) Modell 2: keine Pfropfenbildung für Pfahldurchmesser  $D > 1,5$  m

Für Pfahldurchmesser  $0,5 \text{ m} \leq D \leq 1,5 \text{ m}$  wird die Pfahltragfähigkeit aus beiden Modellen mit Hilfe von Verrechnungsfaktoren  $\psi$  und  $\chi$  in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers ermittelt.

Der charakteristische Druckpfahlwiderstand  $R_{c,k}$  wird für beide Quantilbereiche und Grenzzustände, d.h. setzungsabhängig, für die Rohrprofile nach Gleichung (1) bestimmt.

$$R_{c,k}(s) = \psi \cdot R_{c,k, \text{Modell 1}}(s) + \chi \cdot R_{c,k, \text{Modell 2}}(s) \quad \text{Gleichung (1)}$$

mit:

$R_{c,k, \text{Modell 1}}(s)$  = charakteristischer Druckpfahlwiderstand für Modell 1 nach Gleichung (2),

$R_{c,k, \text{Modell 2}}(s)$  = charakteristischer Druckpfahlwiderstand für Modell 2 nach Gleichung (3),

$\psi = 1$ ; für  $D < 0,5$  m,

$\psi = -D + 1,5$ ; für  $0,5 \text{ m} \leq D \leq 1,5$  m,

$\psi = 0$ ; für  $D > 1,5$  m,

$D$  = äußerer Pfahldurchmesser in [m],

$\chi = 0$ ; für  $D < 0,5$  m,

$\chi = -0,52 \cdot D^2 + 2,04 \cdot D - 0,89$ ; für  $0,5 \text{ m} \leq D \leq 1,5$  m,

$\chi = 1$ ; für  $D > 1,5$  m.

$$R_{C,k, \text{Modell 1}}(s) = R_{P\text{fropfen},k}(s) + R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) \quad \text{Gleichung (2)}$$

$$R_{C,k, \text{Modell 1}}(s) = \eta_{P\text{fropfen}} \cdot q_{P\text{fropfen},k} \cdot A_{P\text{fropfen}} + q_{b,k} \cdot A_b + \sum \eta_s \cdot q_{s,k,j} \cdot A_{s,j}$$

mit:

$$\eta_{P\text{fropfen}} = 2,52 \cdot e^{-1,85 \cdot D} [-],$$

$q_{P\text{fropfen},k}$  = charakteristischer Wert des Pfahlsitzendrucks auf den Pfropfen [kN/m<sup>2</sup>] nach Tabelle 1,

$A_{P\text{fropfen}}$  = Nennwert der Pfropfenaufstandsfläche [m<sup>2</sup>],

$q_{b,k}$  = charakteristischer Wert des Pfahlsitzendrucks der Profilaufstandsfläche [kN/m<sup>2</sup>] nach Tabelle 3,

$A_b$  = Nennwert der Profilaufstandsfläche [m<sup>2</sup>],

$$\eta_s = 1,53 \cdot e^{-0,85 \cdot D} [-],$$

$q_{s,k,j}$  = charakteristischer Wert der äußeren Pfahlmantelreibung [kN/m<sup>2</sup>] in der Schicht  $j$  nach Tabelle 2,

$A_{s,j}$  = Nennwert der äußeren Pfahlmantelfläche [m<sup>2</sup>] in der Schicht  $j$ .

$$R_{C,k, \text{Modell 2}}(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) + R_{is,k}(s) \quad \text{Gleichung (3)}$$

$$R_{C,k, \text{Modell 2}}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \sum q_{s,k,j} \cdot A_s + \sum q_{is,k,j} \cdot A_{is,j}$$

mit:

$q_{b,k}$  = charakteristischer Wert des Pfahlsitzendrucks der Profilaufstandsfläche [kN/m<sup>2</sup>] nach Tabelle 3,

$A_b$  = Nennwert der Profilaufstandsfläche [m<sup>2</sup>],

$q_{s,k,j}$  = charakteristischer Wert der äußeren Pfahlmantelreibung [kN/m<sup>2</sup>] in der Schicht  $j$  nach Tabelle 4,

$A_s$  = Nennwert der äußeren Pfahlmantelfläche [m<sup>2</sup>] in der Schicht  $j$ ,

$q_{is,k,j}$  = charakteristischer Wert der inneren Pfahlmantelreibung [kN/m<sup>2</sup>] in der Schicht  $j$  nach Tabelle 5,

$A_{is,j}$  = Nennwert der inneren Pfahlmantelfläche [m<sup>2</sup>] in der Schicht j, abzgl. der oberen 20% der Pfahleinbindetiefe  $d_e$  aufgrund von Sackungseffekten im Pfahlinneren.

### 2.3 Berechnungsverfahren für einfache und doppelte Stahlträgerprofile

Das Berechnungsverfahren für einfache und doppelte Stahlträgerprofile basiert auf Modell 1 nach Abbildung 3. Hierbei wird bei einfachen und doppelten Stahlträgerprofilen ebenfalls ein Pfahlspitzendruck  $q_b$  auf die Stahlquerschnittsfläche angesetzt, siehe auch Abbildung 2. Bei doppelten Stahlträgerprofilen wird für den inneren umschlossenen Bereich gemäß Modell 1 ein zusätzlicher Spitzendruck auf den Pfropfen  $q_{P\text{ropfen}}$  berücksichtigt. Auf der abgewinkelten äußeren Profilfläche wird die Pfahlmantelreibung  $q_s$  angesetzt, die bei gegenüberliegenden Flächen (Innenflansche) um eine Mantelwiderstandskraft  $\Delta R_{FI}$  zur Berücksichtigung von Verspannungseffekten geometrieabhängig erhöht wird. Der charakteristische Druckpfahlwiderstand  $R_{c,k}$  für einfache und doppelte Stahlträgerprofile wird nach Gleichung (4) bzw. Gleichung (5) berechnet.

$$R_{c,k}(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) + \Delta R_{FI,k}(s) \quad \text{Gleichung (4)}$$

$$R_{c,k}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \sum q_{s,k,j} \cdot A_{s,j} + \eta \cdot \sum q_{s,k,j} \cdot A_{s,FI,j}$$

$$R_{c,k}(s) = R_{b,k}(s) + R_{P\text{ropfen},k}(s) + R_{s,k}(s) + \Delta R_{FI,k}(s) \quad \text{Gleichung (5)}$$

$$R_{c,k}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \eta \cdot q_{P\text{ropfen},k} \cdot A_{P\text{ropfen}} + \sum q_{s,k,j} \cdot A_{s,j} + \eta \cdot \sum q_{s,k,j} \cdot A_{s,FI,j}$$

mit:

$q_{b,k}$  = charakteristischer Wert des Pfahlspitzendrucks der Profilaufstandsfläche [kN/m<sup>2</sup>] nach Tabelle 3,

$A_b$  = Nennwert der Profilaufstandsfläche [m<sup>2</sup>],

$q_{s,k,j}$  = charakteristischer Wert der äußeren Pfahlmantelreibung [kN/m<sup>2</sup>] in der Schicht j nach Tabelle 2,

$A_{s,j}$  = Nennwert der äußeren Pfahlmantelfläche einschließlich innerer Flanscmantelfläche [m<sup>2</sup>] in der Schicht j,

$A_{s,FI,j}$  = Nennwert der inneren Flanscmantelfläche [m<sup>2</sup>] in der Schicht j,

$q_{P\text{ropfen},k}$  = charakteristischer Wert des Pfahlspitzendrucks [kN/m<sup>2</sup>] bei doppelten Stahlträgerprofilen auf den Pfropfen nach Tabelle 1,

$A_{P\text{ropfen}}$  = Nennwert der Pfropfenaufstandsfläche [m<sup>2</sup>],

$$\eta = 0,65 \cdot e^{-2,2 \cdot h \cdot b} [-],$$

$h$  = Profilhöhe mit  $300 \text{ mm} < h \leq 1000 \text{ mm}$ ,

$b_F$  = Flanschbreite eines einzelnen Stahlträgerprofils mit  $290 \text{ mm} < b_F \leq 500 \text{ mm}$ ,

$b$  = Breite des Stahlträgerprofils mit  $b = b_F$  bzw. des doppelten Stahlträgerprofils mit

$b = 2 \cdot b_F$ ,

$D_{eq} = (4 \cdot h \cdot b / \pi)^{0,5}$ .

## 2.4 Erfahrungswerte für Pfahlwiderstände von offenen Stahlprofilen

Die setzungsabhängigen Erfahrungswerte von offenen Stahlprofilen nach Modell 1, gem. Abbildung 3, sind in den Tabellen 1 bis 3 und nach Modell 2 in den Tabellen 3 bis 5 zusammengestellt.

Tabelle 1: Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck auf den Pfropfen  $q_{P\text{fropfen},k}$  in nichtbindigen Böden für das Modell 1

Bezogene Pfahlkopfsatzung $s/D_{eq}$	Pfahlspitzendruck auf den Pfropfen $q_{P\text{fropfen},k}$ [kN/m <sup>2</sup> ] Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
	7,5	15	25
0,035	1.200 ÷ 3.300	2.100 ÷ 4.000	2.500 ÷ 4.750
0,100	2.250 ÷ 4.000	4.000 ÷ 6.250	4.750 ÷ 7.250

Tabelle 2: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische äußere Pfahlmantelreibung  $q_{s,k}$  in nichtbindigen Böden für das Modell 1

Setzung	äußere Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ] Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
	7,5	15	25
$s_{sg}^*$	15 ÷ 25	35 ÷ 50	40 ÷ 70
$s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$	25 ÷ 35	50 ÷ 70	60 ÷ 90

mit  $s_{sg}^* [\text{cm}] = 0,5 \cdot R_{s,k} (s_{sg}^*) [\text{MN}] \leq 1 [\text{cm}]$  nach EA-Pfähle (2012)

Tabelle 3: Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzenruck der Profilaufstandsfläche  $q_{b,k}$  in nichtbindigen Böden für die Modelle 1 und 2

Bezogene Pfahlkopfssetzung $s/D_{eq}$	Pfahlspitzenruck der Profilaufstandsfläche $q_{b,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
	Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
	7,5	15	25
0,035	3.900 ÷ 7.500	7.900 ÷ 11.500	10.300 ÷ 16.300
0,100	7.500 ÷ 9.000	15.000 ÷ 18.000	20.000 ÷ 25.000

Tabelle 4: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische äußere Pfahlmantelreibung  $q_{s,k}$  in nichtbindigen Böden für das Modell 2

Setzung	äußere Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
	Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
	7,5	15	25
$s_{sg}^*$	15 ÷ 20	30 ÷ 45	35 ÷ 60
$s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$	20 ÷ 30	40 ÷ 60	50 ÷ 80

mit  $s_{sg}^* [cm] = 0,5 \cdot R_{s,k} (s_{sg}^*) [MN] \leq 1 [cm]$  nach EA-Pfähle (2012)

Tabelle 5: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische innere Pfahlmantelreibung  $q_{is,k}$  in nichtbindigen Böden für das Modell 2

Setzung	innere Pfahlmantelreibung $q_{is,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
	Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
	7,5	15	25
$s_{sg}^*$	5 ÷ 10	10 ÷ 20	15 ÷ 25
$s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$	10 ÷ 15	20 ÷ 30	25 ÷ 40

mit  $s_{sg}^* [cm] = 0,5 \cdot R_{s,k} (s_{sg}^*) [MN] \leq 1 [cm]$  nach EA-Pfähle (2012)

In Abbildung 4 sind exemplarisch für die Datenbank der Rohrpfähle die Ergebnisse der statistischen Auswertung in Form von Histogrammen und Streudiagrammen zusammengefasst. Der Mittelwert und die Standardabweichung für das 10% Quantil liegen bei  $x = 29,5$  und  $s = 24,0$ ; das 50% Quantil ergibt  $x = -1,28$  und  $s = 34,3$ . Die Ergebnisse liegen in einem für die Geotechnik zufriedenstellenden Bereich. Aufgrund der großen Da-

tenmenge kann dieses Verfahren als näherungsweise abgesichert bewertet werden. Ausführlichere Auswertungsergebnisse und Parameterstudien sind LÜKING/BECKER (2015) zu entnehmen.

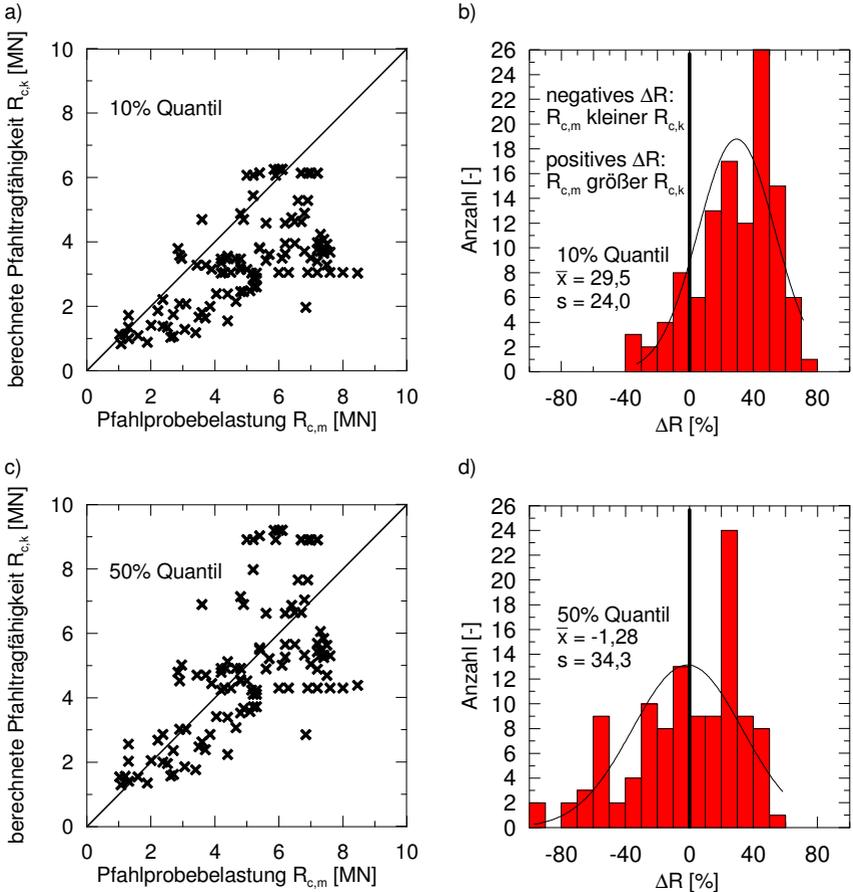


Abbildung 4: Ergebnisse zur statistischen Auswertung für die gesamte Datenbank der Rohrpfähle für beide Quantilbereiche nach LÜKING/BECKER (2015); a) Streudiagramm (10% Quantil), b) Histogramm (10% Quantil), c) Streudiagramm (50% Quantil), d) Histogramm (50% Quantil)

Die Anwendungsgrenzen des Verfahrens für Rohrpfähle und Kastenprofile sind für eine untere Grenze bei einem äquivalenten Pfahldurchmesser von offenen Profilen mit

$D_{eq} = 0,3$  m festgelegt. Als obere Grenze wird eine Pfahlschlankheit von  $d_e/D_{eq} \approx 30$  definiert. Bei den Stahlträgern wird der Anwendungsbereich über die Profilabmessungen mit  $300 \text{ mm} \leq h \leq 1000 \text{ mm}$  und  $290 \text{ mm} \leq b_F \leq 500 \text{ mm}$  definiert. Die minimale Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Baugrund hat mindestens  $d_e = 2,5$  m zu betragen. Die Erfahrungswerte gelten für auf Druck belastete und gerammte Pfähle.

### **3 Anwendung des Berechnungsverfahrens auf andere Profilformen**

#### **3.1 Allgemeines**

Das Berechnungsverfahren und die Erfahrungswerte nach LÜKING/BECKER (2015) wurden für Rohrprofile und einfache und doppelte Stahlträgerprofile abgeleitet.

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit werden in der Praxis des Öfteren zusätzliche Flügel an die Rohrprofile und doppelten Stahlträgerprofile angeschweißt. Ergänzend können noch Zelenauskreuzungen in die Rohrprofile eingesetzt werden. Des Weiteren gibt es von Rohrprofilen abweichende Geometrieformen wie z.B. Kastenprofile.

#### **3.2 Berücksichtigung von Flügeln und weiteren Geometrieformen**

Zur Berücksichtigung der Tragfähigkeit von Flügeln oder weiterer vom Rohrprofil abweichenden Geometrieformen, d.h. im weitesten Sinne zusammengesetzte Profilquerschnitte, können Kombinationen aus dem Berechnungsverfahren von LÜKING/BECKER (2015) verwendet werden.

Die Tragfähigkeit der Flügel werden über den Ansatz des einfachen Stahlträgers berücksichtigt. Hierzu wird zunächst die Tragfähigkeit des Rohres ohne Flügel nach Abschnitt 2.2 ermittelt. Anschließend erfolgt die Berechnung der Tragfähigkeit des Flügels separat nach dem in Abschnitt 2.3 vorgestellten Algorithmus als separater einfacher Stahlträger. Hierbei wird auf der Pfahlaufenseite im Bereich des Flügels jedoch nur der Erhöhungsanteil der Mantelwiderstandskraft  $\Delta R_{F1}$  auf den äußeren Pfahlmantelwiderstand  $R_s$  des Rohrprofils addiert. Die Fläche, auf der der Erhöhungsanteil von  $\Delta R_{F1}$  am äußeren Pfahlschaft wirkt, wird auf die ebene projizierte Fläche des Innenflansches bezogen und nicht auf die Bogenlänge des abgedeckten Bereiches. In Abbildung 5 sind die anzusetzenden Pfahlwiderstände dargestellt.

Eine mögliche Auflockerung des Bodens oberhalb der Flügel aufgrund der Verspannungseffekte im Boden und ein daraus resultierender Einfluss auf die äußere Pfahlmantelreibung wird in diesem Ansatz nicht berücksichtigt.

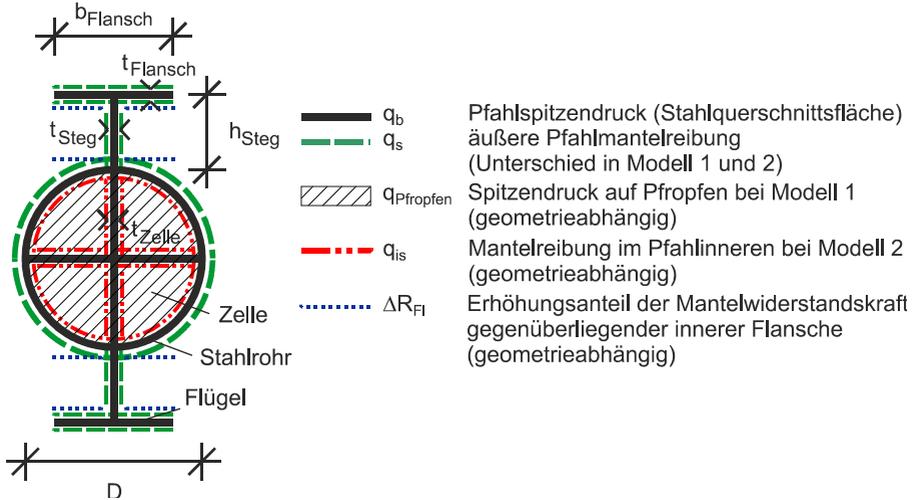


Abbildung 5: Anzusetzende Pfahlwiderstände bei der Verwendung von Flügeln und Zellen bzw. Zellenauskreuzungen bei Stahlrohrpfählen

Falls in den Profilformen Zellen eingeschweißt werden, so kann ein äquivalenter Pfahldurchmesser  $D_{\text{eq}}$  über die Flächengleichheit der inneren abgewickelten Mantelfläche  $U$  einer Zelle nach Gleichung (6) bestimmt werden. Hiermit ist dann der innere Pfahlmantelwiderstand  $R_{\text{Pfropfen}}$  bzw.  $R_{\text{is}}$  einer Zelle nach dem Berechnungsalgorithmus aus Abschnitt 2.2 mit dem realen Nettowert der Pfropfenfläche einer Zelle zu berechnen. Bei einer symmetrischen Ausbildung der einzelnen Zellen ist das Ergebnis dann mit der gesamten Zellenzahl zu multiplizieren.

$$D_{\text{eq}} = U / \pi \quad \text{Gleichung (6)}$$

mit:

$D_{\text{eq}}$  = äquivalenter Pfahldurchmesser [m],

$U$  = Umfang der Pfropfenfläche einer Zelle [m].

Zur Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstandes  $R_b$  wird ebenfalls der reale Nennwert der Profilaufstandsfläche (Rohr und Zellenauskreuzungen) angesetzt.

Für die Bestimmung des äußeren Pfahlmantelwiderstands  $R_s$  wird der reale Pfahldurchmesser  $D$  ohne Berücksichtigung der Zellen verwendet.

Bodenmechanisch ist zwar davon auszugehen, dass es aufgrund der Zellen zu einer erhöhten Verspannung im Pfahlfuß kommt, welches sich erhöhend auf die äußere Pfahlmantelreibung auswirken sollte, jedoch liegen zu dieser Thematik keine abgesicherten Untersuchungen vor.

Bei von Rohrprofilen abweichenden Geometrieformen (z.B. Kastenprofilen) wird ein äquivalenter Pfahldurchmesser  $D_{eq}$  über die Flächengleichheit der äußeren abgewickelten Mantelfläche  $U$  des Profiles vergleichbar nach Gleichung (6) berechnet. Anschließend kann das Berechnungsverfahren für die Rohrpfähle nach Abschnitt 2.2 angewendet werden. Zur Ermittlung des Pfahlsitzenwiderstandes  $R_b$  wird jedoch der reale Nennwert der Profilaufstandsfläche, d.h. Stahlquerschnittsfläche, angesetzt.

### **3.3 Beispiele**

Im Folgenden werden vier Beispiele vorgestellt, bei denen die Annahmen aus Abschnitt 3.2 berücksichtigt werden. Bei den Beispielen handelt es sich um drei statische Pfahlprobelastungen und einem theoretischen Beispiel als Vergleichswert. Zwei Profile sind Stahlrohre mit jeweils vier angeschweißten Flügeln (Beispiel 1 und 2). Beispiel 3 ist ein Kastenpfahl ohne Flügel. Beispiel 4 ist identisch zu Beispiel 1, jedoch wurde hierbei rechnerisch eine Zellenauskreuzung im Pfahlfuß berücksichtigt. Beispiel 4 ist rein fiktiv und dient als Vergleichswert zu Beispiel 1, um die Auswirkungen der Zellen auf die Pfahltragfähigkeit abzuschätzen. In Abbildung 6 sind die Profilformen und die Baugrundangaben zusammengestellt.

In Tabelle 6 bis 8 sind für Beispiel 1 (ohne Zellenauskreuzung) detailliert die Widerstandsanteile mit Zwischenergebnissen für das 50% Quantil zusammengestellt. Hierbei ist zu beachten, dass auf den obersten 20% der Pfahleinbindetiefe bei der Verwendung von Modell 2 keine innere Pfahlmantelreibung  $q_{is}$  angesetzt werden darf.

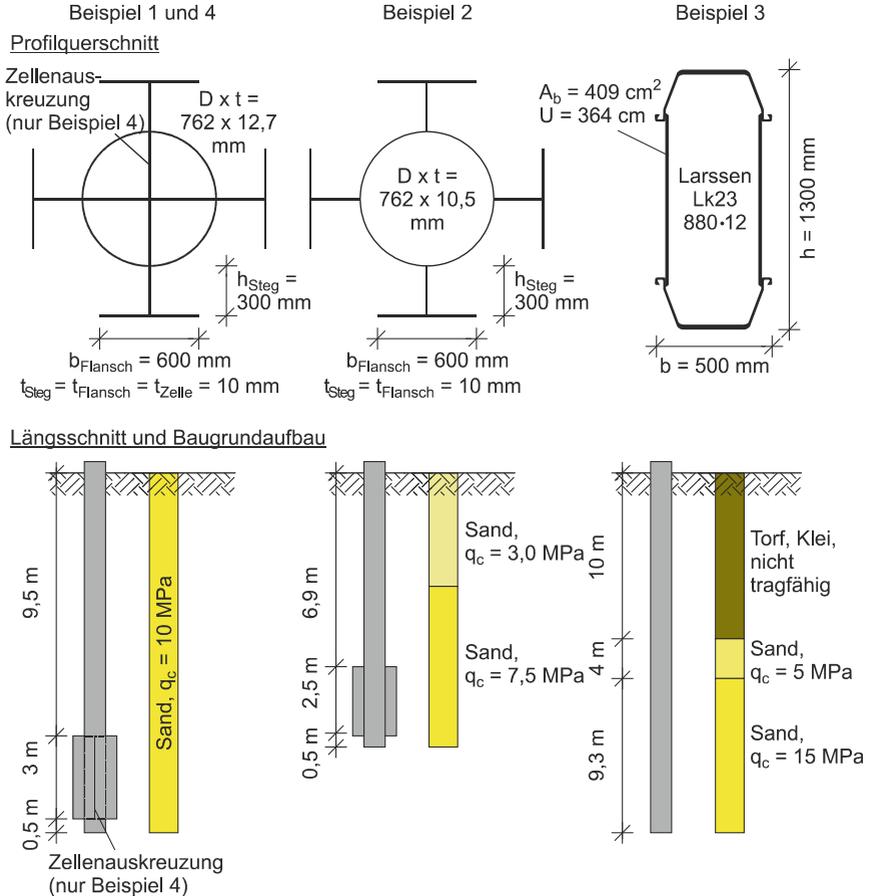


Abbildung 6: Pflahlgeometrie und Baugrundangaben für die berechneten vier Beispiele

Mit Hilfe der Anpassungs- und Verrechnungsfaktoren ergeben sich für das Rohrprofil die in Tabelle 7 dokumentierten Widerstände.

Für die vier Flügel des Beispiels 1 ergeben sich die in Tabelle 8 zusammengestellten Widerstandsanteile.

Tabelle 6: Zwischenwerte für die Berechnung der Widerstandsanteile (50% Quantil) für das Rohrprofil des Beispiels 1 zunächst ohne Flügel

$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{P\text{ropfen}}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{is}$ [m <sup>2</sup> ]	$q_{s,k} \cdot A_s$ [MN]		$q_{P\text{ropfen},k} \cdot A_{P\text{ropfen}}$ bzw. $q_{is,k} \cdot A_{is}$ [MN]		$q_{b,k} \cdot A_b$ [MN]
				Modell 1	Modell 2	Modell 1	Modell 2	
Setzungsanteil $s_{sg^*}$ (= 0,9 cm)								
31,12	0,03	24,07	24,07	1,037	0,882	0,526 <sup>a</sup>	0,321	0,092 <sup>a</sup>
Setzungsanteil $s = 0,035 \cdot D_{eq}$ (= 2,7 cm)								
31,12	0,03	24,07	24,07	1,145 <sup>a</sup>	0,976 <sup>a</sup>	1,506	0,363 <sup>a</sup>	0,264
Setzungsanteil $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ (= 7,6 cm)								
31,12	0,03	24,07	24,07	1,452	1,245	2,024	0,481	0,359

<sup>a</sup> Diese Zwischenwerte wurden für den jeweiligen Setzungsanteil linear interpoliert.

Tabelle 7: Berechnung der Widerstandsanteile (50% Quantil) für das Rohrprofil des Beispiels 1 zunächst ohne Flügel

$\eta_{P\text{ropfen}}$ [-]	$\eta_s$ [-]	$R_{c,k}$ , Modell 1 [MN]	$R_{c,k}$ , Modell 2 [MN]	$\psi$ [-]	$\chi$ [-]	$R_{s,k}$ [MN]	$R_{P\text{ropfen},k}$ bzw. $R_{is,k}$ [MN]	$R_{b,k}$ [MN]
Setzungsanteil $s_{sg^*}$ (= 0,9 cm)								
0,62	0,80	1,246	1,295	0,74	0,36	0,932	0,355	0,101
Setzungsanteil $s = 0,035 \cdot D_{eq}$ (= 2,7 cm)								
0,62	0,80	2,108	1,603	0,74	0,36	1,030	0,816	0,291
Setzungsanteil $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ (= 7,6 cm)								
0,62	0,80	2,767	2,085	0,74	0,36	1,309	1,094	0,395

Der charakteristische Widerstand ergibt sich nun aus der Aufsummierung der einzelnen Widerstandsanteile zu  $R_k$  ( $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ ) = 4,533 MN. Die Berechnungen für das 10% Quantil sind äquivalent zu der Berechnung des 50% Quantils durchzuführen.

In Abbildung 7 sind die Widerstands-Setzungs-Linien für das 10% und 50% Quantil dargestellt sowie der Quantilbereich im Vergleich mit dem Ergebnis der statischen Pfahlprobelastung.

Tabelle 8: Berechnung der Widerstandsanteile (50% Quantil) für die Flügel des Beispiels 1

pro Flügel							für 4 Flügel		
$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{s,Fl}$ [m <sup>2</sup> ]	$q_{s,k} \cdot A_s$ [MN]	$q_{b,k} \cdot A_b$ [MN]	$q_{s,k} \cdot \frac{A_s}{A_{s,Fl}}$ [MN]	$\eta$ [-]	$R_{s,k}$ [MN]	$R_{b,k}$ [MN]	$\Delta R_{s,Fl,k}$ [MN]
Setzungsanteil $s_{sg^*}$ (= 0,9 cm)									
5,43	0,01	3,54	0,181	0,028 <sup>b</sup>	0,118	0,44	0,724	0,111	0,206
Setzungsanteil $s = 0,035 \cdot D_{eq}$ (= 2,7 cm)									
5,43	0,01	3,54	0,200 <sup>b</sup>	0,079	0,130 <sup>b</sup>	0,44	0,799	0,318	0,228
Setzungsanteil $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ (= 7,6 cm)									
5,43	0,01	3,54	0,253	0,108	0,165	0,44	1,014	0,432	0,289

<sup>b</sup> Diese Zwischenwerte wurden für den jeweiligen Setzungsanteil linear interpoliert.

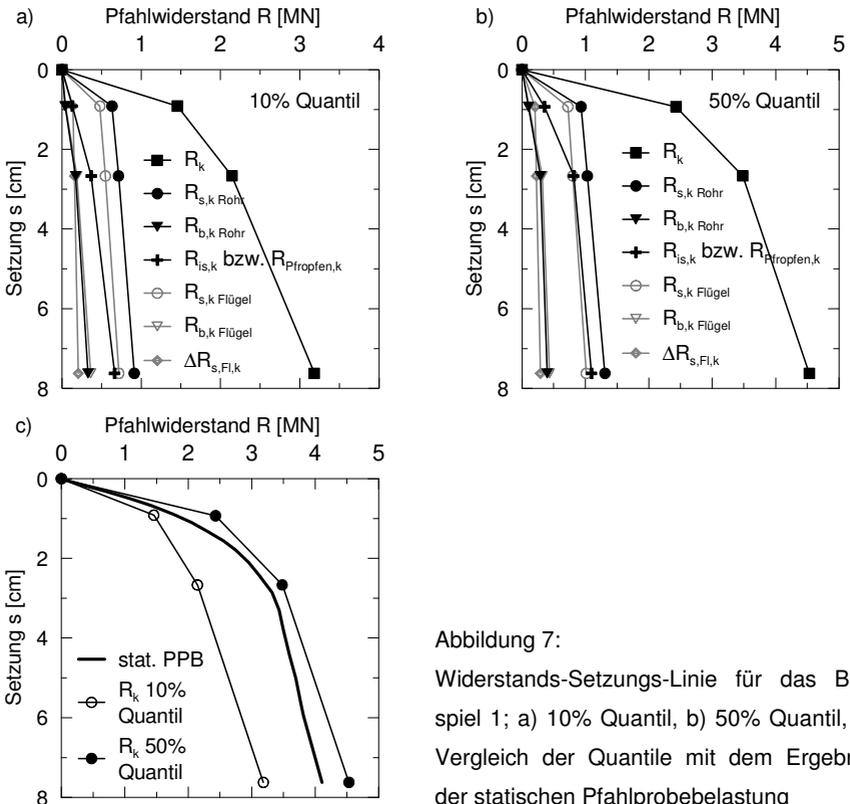


Abbildung 7: Widerstands-Setzungs-Linie für das Beispiel 1; a) 10% Quantil, b) 50% Quantil, c) Vergleich der Quantile mit dem Ergebnis der statischen Pfahlprobebelastung

Ergänzend sind in Abbildung 8 die Quantilbereiche im Vergleich zu den Ergebnissen der statischen Pfahlprobebelastung für das Beispiel 2 und 3 sowie die Berechnungen für das Beispiel 4 (identisch zu Beispiel 1 jedoch mit Zellenauskreuzung) gegenübergestellt. Bei Beispiel 3 ist noch zu beachten, dass die Aussteifungen im Kastenprofil nicht bei der Ermittlung der Pfahltragfähigkeit berücksichtigt worden sind.

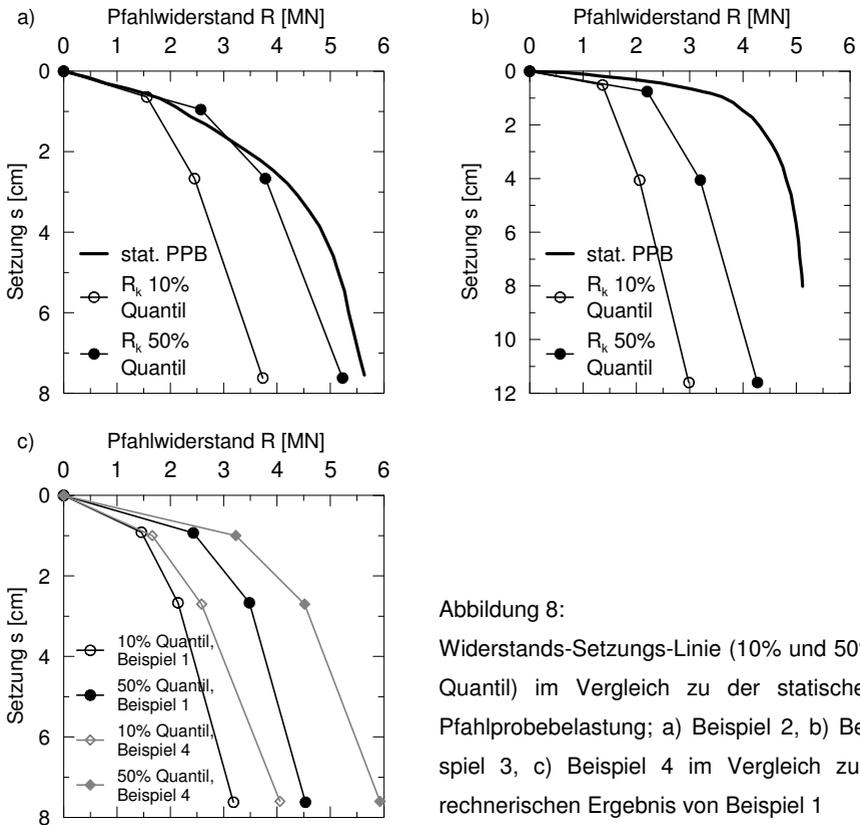


Abbildung 8:  
Widerstands-Setzungs-Linie (10% und 50% Quantil) im Vergleich zu der statischen Pfahlprobebelastung; a) Beispiel 2, b) Beispiel 3, c) Beispiel 4 im Vergleich zum rechnerischen Ergebnis von Beispiel 1

Zur besseren Nachvollziehbarkeit sind in Tabelle 9 die Berechnungsergebnisse für Beispiel 4 dokumentiert. Hierbei ist zu beachten, dass die Höhe der Zellenauskreuzung nicht in das Berechnungsergebnis mit einfließt, solange  $D_{eq} \leq 0,5$  m ist und somit Modell 2 nicht in der Berechnung Anwendung findet.

Tabelle 9: Berechnung der Widerstandsanteile mit Zwischenwerten für Beispiel 4

U <sub>Zelle</sub> = 129,5 cm, A <sub>Zelle</sub> = 1028 cm <sup>2</sup> , D <sub>eq,Zelle</sub> = 0,41 m, A <sub>b,Zellenauskreuzung</sub> = 146,3 cm <sup>2</sup>		
R <sub>b,k</sub> [MN], Rohrquerschnitt inkl. Zellenauskreuzung (10% Quantil / 50% Quantil)	R <sub>Pfropfen,k</sub> [MN], für alle Zellen (10% Quantil / 50% Quantil)	R <sub>k</sub> [MN], gesamter Pfahl inkl. Flügel und Zellen (10% Quantil / 50% Quantil)
Setzungsanteil s <sub>sg*</sub> = 0,62 cm (10% Quantil); s <sub>sg*</sub> = 0,93 cm (50% Quantil)		
0,060 / 0,151	0,313 / 1,104	1,661 / 3,229
Setzungsanteil s = 0,035 · D <sub>eq</sub> (= 2,7 cm)		
0,256 / 0,433	0,726 / 1,709	2,587 / 4,517
Setzungsanteil s = 0,1 · D <sub>eq</sub> (= 7,6 cm)		
0,490 / 0,588	1,371 / 2,298	4,053 / 5,930

Bei Beispiel 1 und 2 passen die Erfahrungswerte des 50% Quantils sehr gut mit den gemessenen Werte der statischen Pfahlprobelastung überein. Bei Beispiel 3 liegen die Berechnungsergebnisse auf der konservativen Seite. Der Kastenpfahl hat sich steifer verhalten und eine etwas höhere Tragfähigkeit während der Pfahlprobelastung aufgewiesen als prognostiziert. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse zwischen Beispiel 1 (ohne Zellen) und Beispiel 4 (mit Zellen) zeigt eine mögliche Erhöhung der Tragfähigkeit von ca. 30%.

Die Anzahl der hier nachgerechneten Beispiele sind natürlich nicht ausreichend, um eine statistische Absicherung der Berechnungsansätze zu erzielen. Da diese allerdings auf statistisch abgesicherten Erfahrungswerten basieren, stellen sie eine pragmatische Lösung für die in LÜKING/BECKER (2015) abweichenden Profilformen dar.

#### 4 Parameterstudie zur Geometrieabhängigkeit der Verspannungseffekte

Die geometrieabhängige Berücksichtigung von Verspannungseffekten wird nachfolgend am Beispiel der doppelten Stahlträgerpfähle veranschaulicht. Nach der Modellvorstellung 1, gem. Abbildung 3, wird bei den doppelten Stahlträgerprofilen zum einen auf den gegenüberliegenden Innenflanschen ein Erhöhungsanteil der Mantelwiderstandskraft und zum anderen ein Pfropfenwiderstand berücksichtigt. Sowohl der Pfropfenwiderstand R<sub>Pfropfen</sub> als auch der Erhöhungsanteil der Mantelwiderstandskraft ΔR<sub>F1</sub> infolge von Verspannungseffekten sind zur Berücksichtigung der mit zunehmender Profilgröße abnehmenden Ver-

spannung geometrieabhängig und werden mit dem statistisch ermittelten Anpassungsfaktor  $\eta$  nach Abschnitt 2.3 reduziert.

Für einen homogenen Baugrund mit  $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$  sind in Abbildung 9 exemplarisch die Pfahlwiderstandsanteile  $\Delta R_{F_i,k}$  (Abb. 9a) und  $R_{P_{\text{pfropfen},k}}$  (Abb. 9b) zur Berücksichtigung der Verspannungseffekte für das 50% Quantil dargestellt. Hierbei wurde eine konstante Einbindelänge von  $d_e = 10 \text{ m}$  zugrunde gelegt und die Profilabmessung in Form des äquivalenten Pfahldurchmessers  $D_{\text{eq}}$  variiert. Bei den doppelten Stahlträgern ergibt sich der äquivalente Pfahldurchmesser aus  $D_{\text{eq}} = (4 \cdot h \cdot b / \pi)^{0,5}$ , mit  $b = 2 \cdot b_F$ . Unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen für die Profilhöhe  $h$  mit  $300 \text{ mm} < h \leq 1000 \text{ mm}$  und Flanschbreite  $b_F$  eines einzelnen Stahlträgerprofils mit  $290 \text{ mm} < b_F \leq 500 \text{ mm}$  ergibt sich für doppelte Stahlträgerprofile ein Anwendungsbereich von  $0,47 \text{ m} < D_{\text{eq}} \leq 1,13 \text{ m}$ .

Der Erhöhungsanteil der Mantelwiderstandskraft  $\Delta R_{F_i,k}$  in Abbildung 9a auf den sich gegenüberliegenden inneren Flansche, hier mit einer Fläche von  $A_{F_i} = 4 \cdot b_F \cdot d_e$ , beträgt an der unteren Grenze des Anwendungsbereichs mit  $D_{\text{eq},\text{min}} = 0,47 \text{ m}$  für dieses Beispiel in etwa  $\Delta R_{F_i,k} = 180 \text{ kN}$  und nimmt stetig mit zunehmendem äquivalenten Pfahldurchmesser ab. In der vorliegenden Parameterstudie liegt ein linearer Zusammenhang zwischen der Flanschfläche  $A_{F_i}$  und dem Durchmesser  $D_{\text{eq}}$  vor, so dass die Verspannungseffekte über den Anpassungsfaktor  $\eta$  in Abhängigkeit vom Durchmesser reduziert werden. An der oberen Anwendungsgrenze der Profilabmessungen mit  $D_{\text{eq},\text{max}} = 1,13 \text{ m}$  werden somit betragsmäßig nur noch etwa 28 % des Widerstands an der unteren Grenze berücksichtigt. Ab einem Durchmesser von  $D_{\text{eq}} > 2,0 \text{ m}$  werden bei den doppelten Stahlträgerprofilen keine Verspannungseffekte mehr auf den inneren Flanschen angerechnet.

In Abbildung 9b ist für das Berechnungsbeispiel der Pfropfenwiderstand  $R_{P_{\text{pfropfen}}}$  in Abhängigkeit des Durchmessers  $D_{\text{eq}}$  dargestellt. Die im Profilverinneren umschlossene Pfropfenaufstandsfläche mit  $A_{P_{\text{pfropfen}}} = b_F \cdot h$  der doppelten Stahlträgerprofile nimmt überproportional mit dem Durchmesser  $D_{\text{eq}}$  zu, so dass der Pfropfenwiderstand  $R_{P_{\text{pfropfen}}}$  bis zu einem Durchmesser von  $D_{\text{eq}} \approx 0,80 \text{ m}$  ansteigt und dann aufgrund der exponentiellen Abhängigkeit vom Anpassungsfaktor  $\eta$  abfällt. Bei Profilabmessungen im Bereich der oberen Anwendungsgrenze mit  $D_{\text{eq},\text{max}} = 1,13 \text{ m}$  beträgt der Pfropfenwiderstand in etwa noch 93 % von dem Wert an der unteren Grenze mit  $D_{\text{eq},\text{min}} = 0,47 \text{ m}$ .

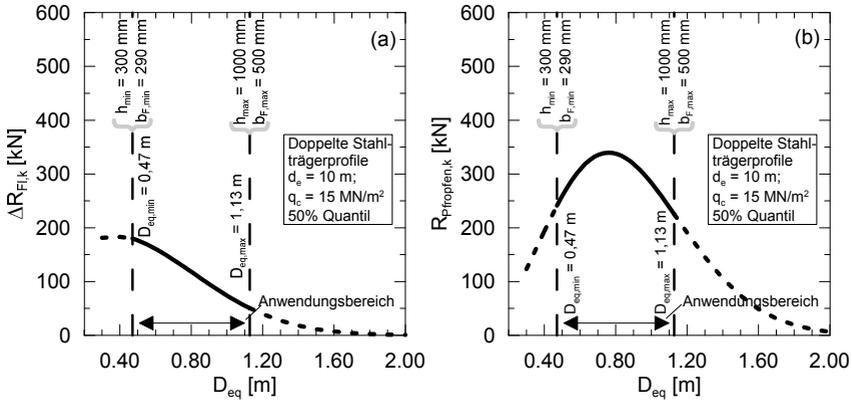


Abbildung 9: Geometrieabhängige Pfahlwiderstandsanteile bei doppelten Stahlträgern; a) Erhöhunganteil der Mantelwiderstandskraft  $\Delta R_{Fl,k}$ , b) Pfpfenwiderstand  $R_{Pfpfen,k}$

## 5 Zusammenfassung

Zur Harmonisierung der bislang national vorliegenden Berechnungsverfahren zur Ermittlung der axialen Pfahltragfähigkeit von offenen Stahlprofilen in LÜKING/BECKER (2015) wurden basierend auf einer Datenbank mit statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungsergebnissen mit Hilfe von statistischen Methoden neue Erfahrungswerte für offene Stahlrohrpfähle sowie einfache und doppelte Stahlträge abgeleitet. Hierbei wurde explizit durch zwei unterschiedliche Rechenmodelle eine pfahldurchmesserabhängige Pfpfenbildung bzw. Verspannungseffekte berücksichtigt.

Die Erfahrungswerte wurden sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit für ein 10% und 50% Quantil abgeleitet. Aufgrund der großen Datenmenge von über 100 Pfahlprobebelastungsergebnissen kann dieses Verfahren als näherungsweise abgesichert gelten.

In der Praxis werden des Öfteren zur Erhöhung der Tragfähigkeit im tragfähigen Baugrund zusätzliche Stahlflächen zum Lastabtrag an die Profile appliziert. Neben der primären Vergrößerung der maßgebenden Widerstandsflächen ist darüber hinaus eine gezielte Verstärkung von Verspannungseffekten möglich. In diesem Beitrag wird hierzu eine Übertragung der Berechnungsansätze der äußeren axialen Pfahltragfähigkeit für offene Profile auf zusammengesetzte Profilformen vorgestellt. Hierdurch wird eine rechnerische Berück-

sichtigung von Verspannungseffekten bzw. einer Pfropfenbildung durch die Anordnung von z.B. Flügeln oder auch Auskreuzungen im Profilinneren ermöglicht. Dieser Berechnungsansatz führt bei den hier beschriebenen Beispielen zu guten Übereinstimmungen mit den Messergebnissen, kann aber wegen der sehr geringen Datengrundlage noch nicht als abgesichert angesehen werden. Vielmehr soll im vorliegenden Beitrag eine pragmatische Anwendungsmöglichkeit aufgezeigt werden. Im Detail wird dabei die Widerstandserhöhung durch die Anordnung von Flügeln, z. B. halbierte Stahlträger, an offenen Stahlrohren demonstriert. Bei einem Beispiel davon wird zusätzlich eine Auskreuzung im Pfahlinneren zur Erhöhung der Pfropfenwirkung bzw. der Verspannungseffekte beschrieben. Darüber hinaus wird die Anwendung des Berechnungsverfahrens auch an einem Kastenprofil, d.h. ein aus zwei Spundbohlen und Stahlblechen zusammengesetztes Profil, vorgestellt.

Die diesem Berechnungsverfahren zugrunde liegenden Ansätze zur Berücksichtigung von geometrieabhängigen Verspannungseffekten werden abschließend exemplarisch am Beispiel eines doppelten Stahlträgers mit einer Variation des äquivalenten Pfahldurchmessers verdeutlicht. Bei diesem Profil werden sowohl Verspannungseffekte im Bereich der gegenüberliegenden inneren Flansche als auch eine Pfropfenbildung im inneren der Profilfläche berücksichtigt, die mit zunehmender Profilgröße erwartungsgemäß abnehmen.

## **Literatur**

**Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-Pfähle; 2. Auflage, Hrsg.: Arbeitskreis „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Berlin, Ernst & Sohn, 2012**

**Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2012; 11. Auflage, Hrsg.: Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der hafentechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Berlin, Ernst & Sohn, 2012**

**J. Grabe;** Technischer Jahresbericht 2014 des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik 91, Heft 12, S. 904-921, 2014*

**S. Henke;** Untersuchungen zur Pfropfenbildung infolge der Installation offener Profile in granularen Böden, *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 29, 2013*

**P. Lammertz;** Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden, *Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 35, 2008*

**B. M. Lehane; Schneider, J. A.; Xu, X.;** The UWA-05 Method for Prediction of axial Capacity of driven Piles in Sand, *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Rotterdam, Balkema, pp. 683-689, 2005*

**J. Lüking;** Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden, *Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 23, 2010*

**J. Lüking; P. Becker;** Harmonisierung der Berechnungsverfahren der axialen Tragfähigkeit für offene Profile nach EA-Pfähle und EAU, *Bautechnik 92, Heft 2, 2015*, DOI [bate.201400062](https://doi.org/10.1007/s00140-015-0062-2)

**J. Lüking; H.-G. Kempfert;** Untersuchung der Pfropfenbildung an offenen Verdrängungspfählen, *Bautechnik 89, Heft 4, S. 264-274, 2012*

**C. Moormann; H.-G. Kempfert;** Jahresbericht 2014 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik 91, Heft 12, S. 922-932, 2014*

**W. Schenk;** Abschnitt 2.6 Pfahlgründungen, *In: Grundbau Taschenbuch Band 1, 2. Auflage, Berlin, Ernst & Sohn Verlag, 1966*

Autoren

---

Dr.-Ing. Patrick Becker

[p.becker@kup-geotechnik.de](mailto:p.becker@kup-geotechnik.de)

Kempfert Geotechnik GmbH  
Hasenhöhe 126, 22587 Hamburg

[www.kup-geotechnik.de](http://www.kup-geotechnik.de)  
Tel.: 040 28410-8385

Dr.-Ing. Jan Lüking

[jan.lueking@hochtief.de](mailto:jan.lueking@hochtief.de)

HOCHTIEF Engineering GmbH  
Consult Infrastructure  
Fuhlsbüttler Str. 399, 22309 Hamburg

[www.hochtief-engineering.de](http://www.hochtief-engineering.de)  
Tel.: 040 300321-5450





MEINE  
ENTWICKLUNG



UNSERE  
QUALITÄT



## Alles, was ein erfolgreiches Projekt braucht.

Was immer Sie am oder auf dem Wasser planen – die Herausforderungen sind groß und speziell. Deshalb brauchen Sie einen Partner mit Erfahrung, der Sie auf sicherer Grundlage berät. Mit unserem baupraktischen Background liefern wir Ihnen State-of-the-Art-Lösungen in den Bereichen Geotechnik, Stahlbau, Betonbau und Wasserbau. Ob Konzeptstudie, technische Beratung oder Fachplanung, wir freuen uns auf Ihr Projekt.

Sprechen Sie uns an!

### HOCHTIEF Engineering GmbH

Consult Infrastructure  
Alfredstr. 236  
45133 Essen  
0201 824-2431

Büro Hamburg:  
Fuhlsbüttler Str. 399  
22309 Hamburg  
040 300 321-5450/-5409



# **Bewertung der axialen Pfahltragfähigkeit durch In-situ Messungen an Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton in bindigen Böden unter Berücksichtigung zyklischer Lasteinwirkungen**

Dr.-Ing. Lars Vavrina, Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann, Dipl.-Ing. MBA Peter Wardinghus  
CentrumPfähle, Hamburg

## **1 Veranlassung**

Eine axiale zyklische Pfahlbelastung hat gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle, 2012) einen Einfluss auf das Tragverhalten von Pfählen, wenn die einwirkende zyklische Lastspanne größer als 20% des charakteristischen Pfahlwiderstandes im Grenzzustand ist. Tritt diese Randbedingung ein, empfiehlt der Arbeitskreis die Berücksichtigung der zyklischen Einwirkung beim Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Pfähle.

In der Bemessungspraxis von Windkraftanlagen an Land werden zyklischen Einwirkungen rein konservativ durch eine Erhöhung der rechnerischen Sicherheit und gleichzeitig einer Reduktion der Pfahlauslastung berücksichtigt. Tragfähigkeitszuwächse mit der Standzeit werden nicht angesetzt.

Zur Bewertung des Einflusses der zyklischen axialen Belastung auf einen Fertigrampfpfahl wurde ein Testpfahl einer statischen Probelastung mit zyklischer axialer Belastung unterzogen. Zusätzlich wurden an zwei weiteren Pfählen die Tragfähigkeiten bei verschiedenen Standzeiten durch dynamische Probelastungen ermittelt. Ziel dieser Untersuchung war:

- Bewertung des Tragfähigkeitszuwachses mit der Zeit
- Ermittlung des Pfahlwiderstandes unter axialer zyklischer Einwirkung
- Prüfung, ob der Zuwachs trotz zyklischer Einwirkung bestehen bleibt

In diesem Beitrag werden nach der Darstellung des vorliegenden Baugrundes die Ergebnisse der In-situ Untersuchungen erörtert und aus den Ergebnissen Schlüsse für das Lastsetzungsverhalten des Pfahls sowie für die Bemessung der Pfahlgründung gezogen.

## 2 Bauwerk und Einwirkungen

Im Landkreis Wittmund in Niedersachsen wurde die Gründung von 20 Windkraftanlagen auf Stahlbetonfertigpfählen geplant und in 2 Bauabschnitten (1. BA in 2013 und 2.BA in 2014) ausgeführt. Die Gründung der Windkraftanlagen erfolgte jeweils auf ein Kreisfundament aus Stahlbeton mit einem Durchmesser von 17 m und einer Dicke von 3,0 m. Zur Lastabtragung in die tieferliegenden tragfähigen Baugrundsichten wurden unter jedem Fundament 30 Pfähle mit einem Querschnitt von 45 cm x 45 cm und Pfahlneigungen von 5:1 sowie 8,5:1 angeordnet (vgl. Abbildung 1). Die Pfähle, die später kraftschlüssig mit dem Fundament verbunden wurden, hatten je nach Standort Längen zwischen 20 m und 27 m.

Maßgeblich für die Pfahlbemessung waren die Einwirkungen aus Lastfall DLC 6.2 (siehe Tabelle 1). Neben diesem Lastfall (Extremlasten) wurde bei der Bemessung ebenfalls der Betriebslastfall untersucht, der sich aus dem Mehrstufenkollektiv der Windkraftanlage ergab. Aus der Umrechnung in ein Einstufenkollektiv ergab sich für den maßgeblichen Lastfall, dass keine Zugkräfte wirkten. Die geringste Last hatte somit einen Wert von  $F_{\min} = 0$ . Der höchste Werte betrug  $F_{\max} = 910$  kN. Die sich ergebende Lastspanne war demzufolge bei  $F_{\text{zykl}} = 910$  kN.

Diese Einwirkungen wurden allen weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt.

Tabelle 1: Einwirkungen des in Abbildung 1 dargestellten Fundamentes als charakteristische ( $\gamma = 1$ -fach) und Bemessungslasten (inkl. Sicherheit) für den Lastfall DLC 6.2 (Extremlasten)

<b>Lastfall DLC 6.2</b>	<b>(<math>\gamma_{\text{aero}}/\gamma_{\text{masse}}</math>)</b>	<b><math>F_{Gk}</math> [kN] ohne Auftrieb</b>	<b><math>F_{Gk}</math> [kN] mit Auftrieb</b>	<b><math>F_{Qk}</math> [kN]</b>	<b><math>\Sigma F_k</math> [kN]</b>
Druck	(1,00/1,00)	-839	-	-751	1.590
Zug	(1,00/1,00)		-612	751	139
Druck	(1,35/1,35)	-1.121	-	-904	-2.025
Zug	(1,35/1,00)		-503	904	401

Der besseren Übersicht halber wurden die Testpfähle im weiteren Bericht neben der Nummerierung mit der jeweiligen Jahreszahl des Bauabschnittes, also z.B. T1-2013 oder T1-2014, versehen.

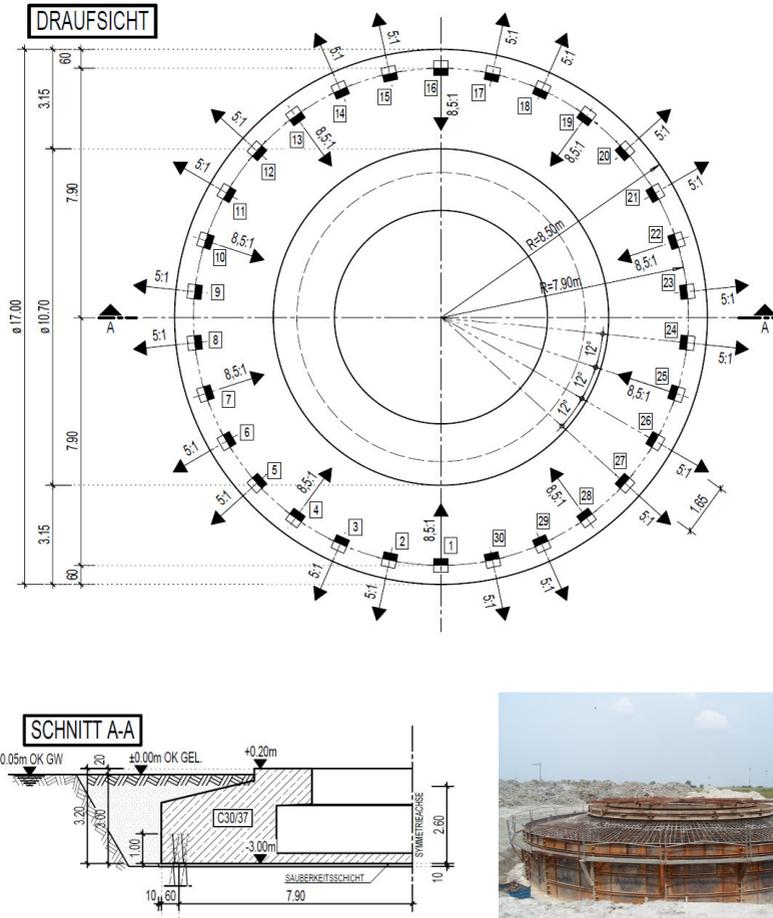


Abbildung 1: Schnitt und Draufsicht des Fundamentes, das im 2. BA neben dem Testfeld der statischen Probelastung liegt

### 3 Baugrundbeschreibung

Zur Baugrundbeurteilung und Gründungsbemessung wurde an jedem Anlagenstandort jeweils eine Bohrung sowie 3 Drucksondierungen und zusätzlich jeweils eine Drucksondierung in der Achse der Testpfähle ausgeführt.

An den Standorten der Testpfähle standen im Erkundungsbereich bis zur Endteufe der Bohrung und der Drucksondierung eine Schichtung aus oberflächennahen Weichschichten aus Klei und zur Tiefe Schluffe mit unterschiedlichen feinsandigen und tonigen Anteilen an (vgl. Abbildung 2). Der Schluff hatte zunächst eine vorwiegend steife Konsistenz und mit zunehmender Tiefe wurde eine steif bis halbfeste und ab 15m eine halbfeste Konsistenz angetroffen.

Nach den Ergebnissen der Drucksondierungen ergaben sich für den Schluff Eindringwiderstände zwischen  $1 \text{ MN/m}^2 \leq q_c \leq 4 \text{ MN/m}^2$ , Mantelreibungen der Drucksonde zwischen  $0,1 \text{ MN/m}^2 \leq f_s \leq 0,13 \text{ MN/m}^2$  und ein Reibungsindex zwischen  $3\% \leq R_f \leq 4\%$  (vgl. Abbildung 2).

Der gemessene Porenwasserdruck lag bis 8,0 m unter Geländeoberkante unterhalb von  $u_2 = 0,2 \text{ MN/m}^2$ . Bis in eine Tiefe von rd. 22m unter Geländeoberkante stieg dieser dann auf einen Wert von  $u_2 = \text{rd. } 1,7 \text{ MN/m}^2$  an. Bis ca. 23,5 m fiel er auf rd.  $0,4 \text{ MN/m}^2$  ab und stieg danach bis zur Endteufe wieder auf einen Wert von  $u_2 = 1,7 \text{ MN/m}^2$  an (Abbildung 2).

An den entnommenen Bodenproben wurden unter anderem Laborversuche zur Bestimmung der Wassergehalte, der Korngrößenverteilungen und Zustandsgrenzen ausgeführt. Die undränierete Scherfestigkeit wurde mittels Laborflügelversuchen, Taschenpenetrometermessungen und unkonsolidiert, undränierten Triaxialversuchen bestimmt.

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung erfolgte an Proben aus Tiefen von 10 m, 15 m, 22 m und 24 m unter Geländeoberkante und ergab einen Anteil an Feinstkorn (Ton) von rd. 16 % bis 20%, Schluffkorn von rd. 35 % bis rd. 49% und Sandkorn von rd. 35 % bis 45 % Sandkorn.

Die Wassergehalte lagen zwischen  $18\% \leq w_n \leq 30\%$ . Aus den gemessenen Fließgrenzen von  $35\% \leq w_L \leq 40\%$  und den errechneten Plastizitätszahlen von  $18\% \leq I_p \leq 22\%$  ergab sich nach DIN 18122 eine Klassifizierung der Schluffe als „leichtplastische Tone“.

Auf Grundlage der oben beschriebenen Messergebnisse und den Erfahrungen des Sachverständigen für Geotechnik wurde ein vereinfachtes Bemessungsprofil erstellt, wonach je nach Tiefenlage eine rechnerische undränierte Scherfestigkeit von 150 kN/m<sup>2</sup> bis 250 kN/m<sup>2</sup> angesetzt werden kann. In Tiefen ab 23 m unter Geländeoberkante kann eine undränierte Scherfestigkeit von 300 kN/m<sup>2</sup> angesetzt werden.

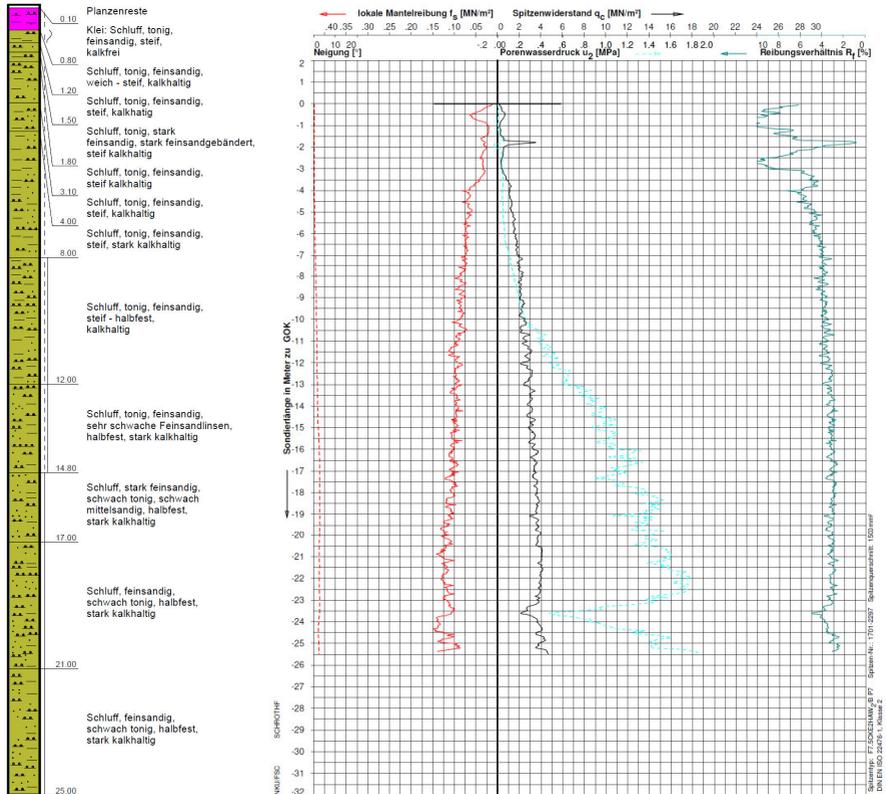


Abbildung 2: Exemplarische Bohrung (rd. 1,0m neben dem Testpfahl T1-2014) und Drucksondierung in Achse von Testpfahl T1-2014

#### **4 Bewertung des Pfahlwiderstandes nach unterschiedlichen Standzeiten**

Im ersten Bauabschnitt wurden zur Bewertung der Langzeittragfähigkeit an zwei Testpfählen (T1-2013 und T2-2013) dynamische Probelastungen durchgeführt.

Die Testpfähle mit Querschnitt 40 cm x 40 cm hatten eine Länge im Boden von rd. 23m (T1-2013) und rd. 25 m (T2-2013). Für die Rammung von Testpfahl T1-2013 wurde eine Gesamttrammenergie von rd. 30.000 kNm aufgewendet, er wurde bei einer Fallhöhe von 60 cm mit Endhitzten von 12 cm abgestellt. Bei Testpfahl T2-2013, der rd. 2,0 m tiefer stand, wurde in den Rammberichten eine Summe der Rammenergie von 42.000 kNm protokolliert. Bei einer Fallhöhe von ebenfalls 60 cm wurden Endhitzten von 15 cm gemessen.

An beiden Testpfählen wurden jeweils ca. eine Stunde nach dem Einrammen sowie nach Standzeiten von 8 und 21 Tagen dynamische Pfahlprobelastungen durchgeführt.

Bei Testpfahl T1-2013 wurde nach etwa einer Stunde Standzeit eine Grenztragfähigkeit von 1.870 kN bei einer Setzung von 14 mm gemessen. Nach 21 Tagen wurde eine Grenztragfähigkeit von 3.770 kN bei einer Setzung von 1 mm ermittelt. Der Anstieg der Tragfähigkeit war hierbei maßgeblich auf einen Zuwachs an Mantelreibung zurückzuführen, die von 1.430 kN nach einem Tag auf 3.250 kN nach 21 Tagen anstieg. Der Zuwachs an Mantelreibung betrug hier mehr als 200%. Der Pfahlfußwiderstand erhöhte sich nur marginal um etwa 60 kN.

Der Testpfahl T2-2013 hatte nach etwa einer Stunde im Vergleich zu Testpfahl T1-2013 eine etwas geringere Grenztragfähigkeit von 1.650 kN erreicht. Die Setzung wurde mit 11 mm gemessen. Nach 21 Tagen betrug die Grenztragfähigkeit allerdings 3.890 kN, bei einer Setzung von 2 mm. Der Anstieg der Tragfähigkeit war hierbei ebenfalls auf die angewachsene Mantelreibung zurückzuführen, die von 1.250 kN nach einem Tag auf 3.450 kN nach 21 Tagen anstieg. Der Zuwachs der Mantelreibung betrug ebenfalls mehr als 200%, der Pfahlfußwiderstand nahm um etwa 40 kN zu.

Eine Übersicht der Testergebnisse können Abbildung 3 entnehmen werden.

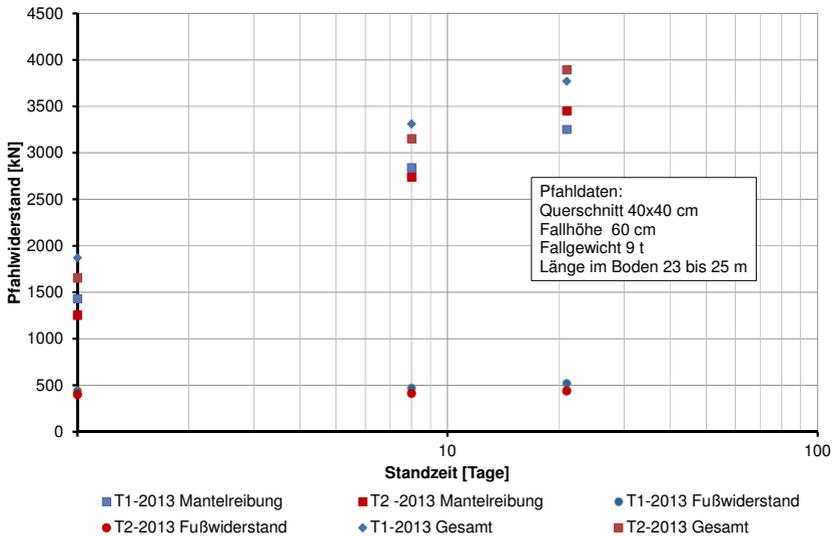


Abbildung 3: Entwicklung der Pfahltragfähigkeit mit zunehmender Standzeit

Als Gründe für den Zuwachs der Pfahlmantelreibung mit zunehmender Standzeit können der Abbau des Porenwasserdrucks während der Konsolidierungsphase (bindige Böden) oder die Relaxation des Spannungsgewölbes und ein daraus folgender Anstieg der Radialspannung angenommen werden. Die Erhöhung der Kontaktreibung bzw. der Adhäsion durch Korrosion bzw. Verkrustung oder eine Zunahme der Steifigkeit und des Dilatanzverhaltens des gestörten Bodens (nicht bindige Böden) könnten ebenfalls eine Rolle spielen (Skov + Denver, 1988; Grabe + König 2006).

## **5 Feldversuch zur Untersuchung des Widerstand-Setzungsverhaltens unter Berücksichtigung einer axial zyklischen Einwirkung**

### **5.1 Pfahleinbringung**

Neben einer Windkraftanlage (WEA 2) wurde in einem Abstand vom Mittelpunkt der Anlage von  $R = 17,0$  m ein Testpfahl mit der Bezeichnung T1-2014 gerammt (Abbildung 4).

T1-2014 hatte einen Querschnitt von 45 cm x 45 cm und eine Länge von 24 m. Der Pfahl wurde 23 m lotrecht in den Boden gerammt und stand nach dem Kappen 100 cm über Gelände. Der Abstand am Pfahlfuß zum nächsten Bauwerkspfahl betrug 4,5 m, so dass eine gegenseitige Beeinflussung ausgeschlossen werden konnte.

Zur Rammung wurde ein Fallgewicht von 9t verwendet. Die Fallhöhe wurde bis in eine Tiefe von 15 m unter Geländeoberkante auf 80 cm gesteigert. Die letzten 8 m bis zur Endtiefe von 23 m blieb die Fallhöhe konstant bei 81 cm.

Ab einer Tiefe von rd. 10 m war die Rammenergie je Meter fortlaufend größer als 1.000 kNm. Die Rammenergien der letzten Meter lagen ungefähr bei 9.000 kNm. Die Summe der Energie betrug insgesamt rd. 82.307 kNm.

Zur Aufnahme der Zugkräfte aus dem statischen Druckversuch wurden insgesamt 8 Reaktionspfähle (R1-2014 bis R8-2014) mit einem Querschnitt von 40 cm x 40 cm und einer Länge von 26 m eingerammt.

Zur Bestimmung des Widerstandes des Testpfahles im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde nach etwa 24 Stunden eine dynamische Probelastung durchgeführt und nach dem Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP Analyse) ausgewertet. Zusätzlich wurden die Reaktionspfähle R3 und R7 dynamisch getestet.

Die Ergebnisse der Probelastungen wurden in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Probelastungsergebnisse

Pfahl	Messlänge [m]	bleibende Eindringung [mm]	eingeleitete Energie [kNm]	CAPWAP-Resultate		
				Mantel [kN]	Fuß [kN]	Gesamt [kN]
T1-2014	23,3	4	47	2.430	420	2.850
R3-2014	26,3	2	48	2.670	330	3.000
R7-2014	26	2	42	2.190	510	2.700

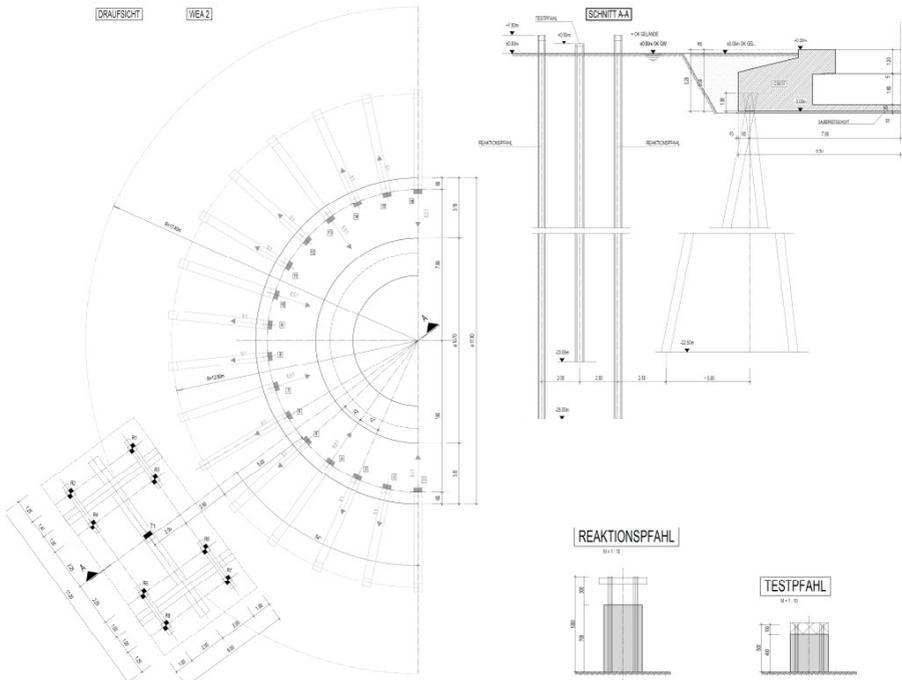


Abbildung 4: Standort und Anordnung der Pfähle

Beim Pfahl T1-2014 wurde durch den Testschlag der Probelastung eine Energie von rd. 47 kNm eingeleitet, dabei wurde eine bleibende Eindringung von 4mm gemessen. Der aktivierte Widerstand am Pfahlfuß betrug rd. 420 kN und am Pfahlmantel rd. 2.430 kN, so dass ein Gesamtwiderstand von 2.850 kN vorlag. Bei den Reaktionspfählen wurden Energien von 48 kNm (R3-2014) und rd. 42 kNm (R7-2014) in den Pfahl eingeleitet und eine bleibende Verformung von 2mm gemessen. Der aktivierte Pfahlwiderstand lag bei R3-2014, bei 3.000 kN und 2.700 kN bei Pfahl R7-2014.

Die Verteilung der Pfahlmantelreibung der Pfähle kann Abbildung 5 als Mantelreibung je Meter Pfahlelement entnommen werden.

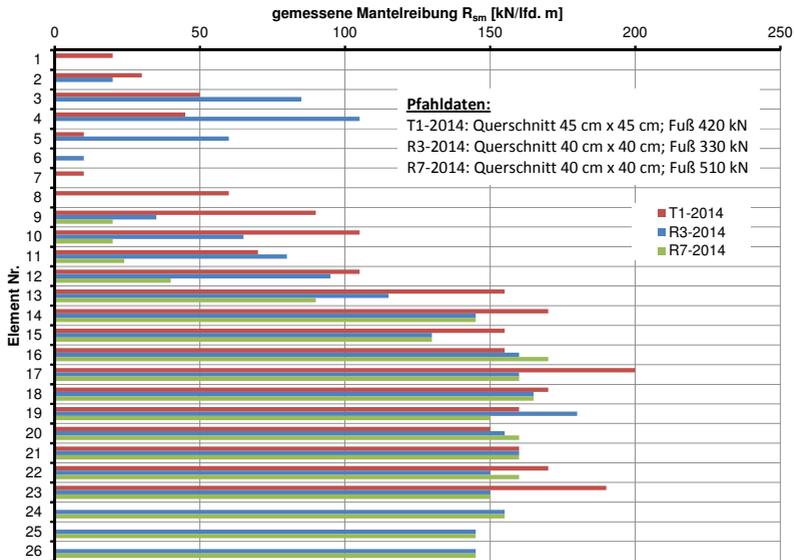


Abbildung 5: mittels dynamischer Probelastung gemessene Verteilung der Mantelreibung der Pfähle auf dem Testfeld (Testpfahl T1-2014 sowie Reaktionspfähle R3-2014 und R7-2014)

## 5.2 Ablauf der statischen Probelastung

Zur Bewertung des Last-Setzungsverhaltens unter zyklischer Belastung sollte der Testpfahl T1-2014 mit einem Querschnitt von 45 cm x 45 cm und einer Länge von 23 m im Boden durch eine statische Probelastung unter Schwellbelastung untersucht werden. Unter Berücksichtigung des maßgebenden Betriebslastkollektives dieser Windkraftanlage ist ein Lastwechsel zwischen 0 und 910 kN relevant, der in 50 Zyklen in einem Zeitrahmen von 6 Stunden aufgebracht werden sollte.

Die Aufbringung der Last sollte mittels einer Hydraulikpresse erfolgen, wie sie bei herkömmlichen Belastungsversuchen verwendet wird. Mit dem Ziel einer möglichst realitätsnahen Abbildung der tatsächlich eintretenden Belastungssituation im Betriebslastfall wurden planmäßig je Zyklus rd. 7 min für eine Be- und Entlastung vorgesehen.

Anschließend sollte eine statische Probelastung mit zwei Laststufen durchgeführt werden. Die Aufbringung der ersten Laststufe war in 4 Schritten bis zur charakteristischen Bauwerkslast von  $F_{c,k} = 1.590$  kN geplant. Die Bauwerkslast sollte 60 Minuten gehalten werden und dann in 2 Stufen nach einer Pause von 15 Minuten zurückgefahren werden. Nach einer weiteren Pause von 15 Minuten sollte die Prüflast von  $P_P = 4.500$  kN in 8 Schritten mit ebenfalls 15 Minuten Pausen je Schritt aufgebracht werden. Die Prüflast sollte ebenfalls vor der Entlastung 60 Minuten konstant gehalten werden. Bei der 2-stufigen Entlastung war eine Pause von jeweils 5 Minuten geplant.

Der geplante Versuchsablauf ist zur besseren Veranschaulichung in Abbildung 6 grafisch dargestellt.

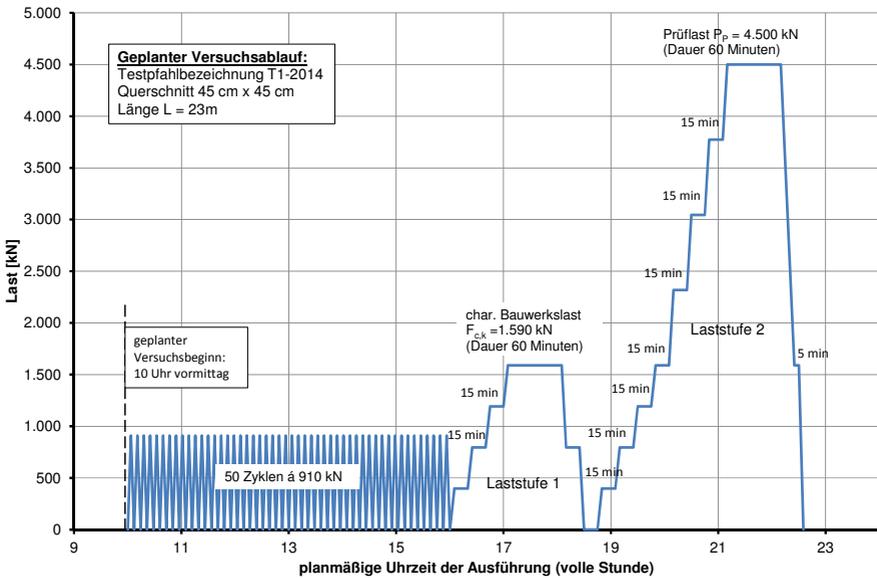


Abbildung 6: Geplanter Versuchsablauf der statischen Probelastung

### 5.3 Ausführung der Probelastung

Bei der Ausführung der Schwellbelastung konnte die Dauer der Lastaufbringung gegenüber der Planung wegen der tatsächlich besseren Reaktionszeit der Hydraulikpressen optimiert werden. Die Be- und Entladungsdauer konnte auf rd. 4 Minuten reduziert werden, so dass die 50 Zyklen bereits nach rd. 4 Stunden gefahren waren.

Das tatsächlich ausgeführte Belastungsschema ist in Abbildung 6 dargestellt.

Die Lastwechsel wurden in der Darstellung durch die rote Linie und die Verformung als schwarze Linie dargestellt gekennzeichnet.

Die gemessenen Verformungen unter der Last von  $F_{max} = 910$  kN lagen zwischen 1,3 mm und 1,5 mm. Nach der Entlastung auf  $F_{min} = 0$  ging die Verformung auf Werte zwischen 0,2 mm und 0,4 mm zurück.

Die gemessenen Verformungen können im Detail der Abbildung 7 entnommen werden.

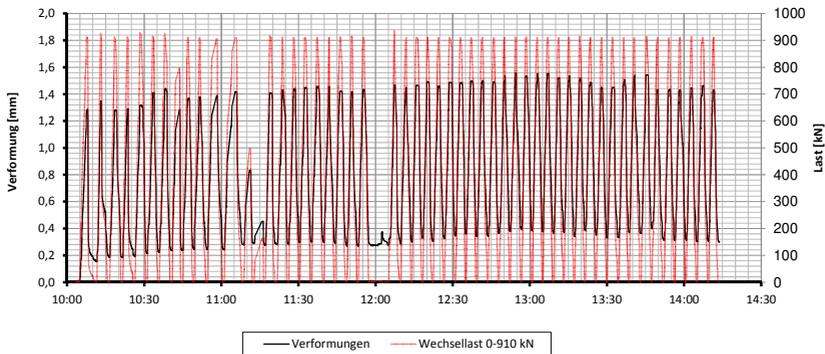


Abbildung 7: Tatsächlich ausgeführtes Schema der Wechselbelastung (rot) und gemessene Verformung (schwarz)

Während der Schwellbelastung wurde das weitere Versuchsprogramm geändert, nach dem Ende der zyklischen Belastung wurde eine Pause von rd. 45 Minuten eingelegt, bevor die erste Laststufe der statischen Probelastung aufgebracht wurde.

Die Ausführung der Laststufe 1 erfolgte planmäßig und bei einer Last von  $F_{c,k} = 1.590 \text{ kN}$  nach einer Dauer von 60 Minuten eine Setzung von 2,8 mm gemessen. Nach der Entlastung ging die Setzung auf 0,15 mm zurück.

In der Laststufe 2 wurde bei Erreichen der Last von 1.590 kN eine Setzung von 2,7 mm gemessen.

Im weiteren Verlauf war das mit dem Sachverständigen für Geotechnik vereinbarte Kriechkriterium von 0,1 mm /5min bis zum Erreichen der Last von 3.530 kN eingehalten, dann aber bei der Last nach 15 Minuten überschritten. Die Setzung nach 10 Minuten betrug 9,5 mm und nach 15 Minuten 9,7 mm. Die Last wurde danach weitere 5 Minuten gehalten und dabei eine Setzung von 9,8 mm gemessen, das Kriterium damit überschritten. Nach weiteren 5 Minuten, also nun insgesamt 25 Minuten konstanter statischer Last, wurde eine Setzung von 9,9 mm gemessen, das Kriterium war somit eingehalten. Danach wurde die Last auf 4.015 kN erhöht, dabei wurde eine Setzung von 11,65 mm gemessen. Bei dieser Laststufe versagte der Pfahl, unter der konstanten Last nahm die Setzung sukzessive weiter zu. Nach rd. 50 Minuten Lastdauer wurde eine Setzung von 45,69 mm gemessen. Da dies dem 0,1-fachem des Durchmessers entspricht, wurde hier die Probe-

belastung abgebrochen und der Pfahl entlastet, als bleibende Setzung wurden 36,15 mm gemessen.

Die ermittelte Last-Setzungskurve wurde aufgezeichnet und in Abbildung 8 dargestellt.

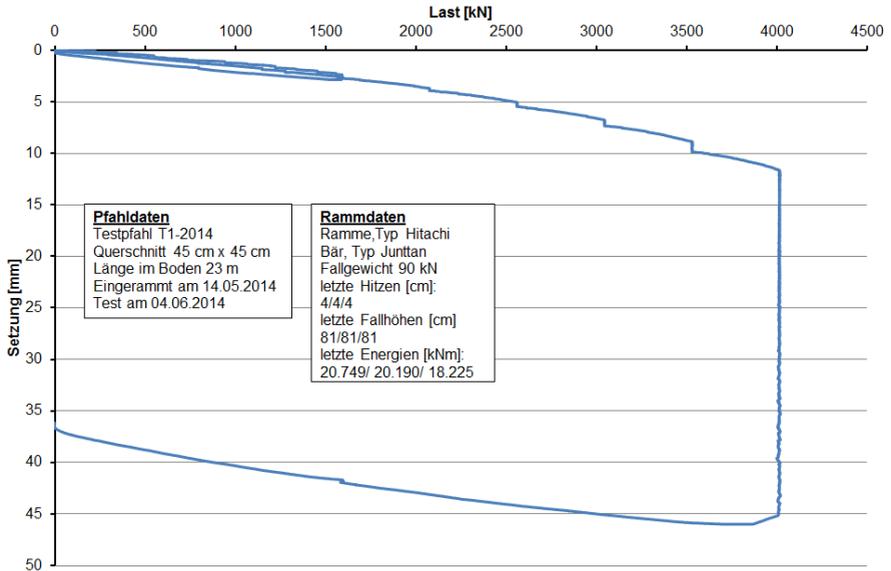


Abbildung 8: Last-Setzungslinie für den Testpfahl T1-2014

## 6 Auswertung der Untersuchungen

Bei der dynamischen Probelastung am Testpfahl T1-2014 wurde nach einer Standzeit von etwa 24 Stunden eine Tragfähigkeit von rd. 2.850 kN ermittelt. Bei der statischen Probelastung am selben Pfahl nach 3 Wochen Standzeit lag bei dieser Last die Setzung in einer Größenordnung von 6 bis 7mm, bis Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ist bei dieser Laststufe nicht erkennbar (vgl. Abbildung 8). Ein eindeutiges Versagen des Pfahls infolge von Kriechen lag erst bei einer statisch aufgebrachten Last von 4.015 kN vor. Damit ist nachgewiesen, dass die Grenztragfähigkeit nach 3 Wochen Standzeit erheblich höher ist als sie dynamisch nach einem Tag Standzeit gemessen wurde. Die Zunahme der Tragfähigkeit ist auf den Anwachseffekt zurückzuführen, der ebenfalls an den Testpfählen beim 1.BA nachgewiesen wurde.

Unter Verwendung des Ansatzes von Skov + Denver (1988) lässt sich für eine Ausgangslast von 2.850 kN nach einem Tag Standzeit eine Last von 3.600 kN nach 21 Tagen Standzeit errechnen. Da bei den zeitabhängigen Prognosen des Lastzuwachses die Bodenart eine maßgebliche Rolle spielt und ein Faktor für Schluff nicht vorliegt, wurde auf der sicheren Seite liegend der Faktor für Sand berücksichtigt (vgl. Skov+Denver, 1988).

Für die nachfolgenden Betrachtungen und Auswertungen wird die letzte Laststufe vor Erreichen des Versagens angesetzt und der charakteristische statische Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit  $R_{ult} = 3.530$  kN festgelegt, was auch mit der Prognose nach Skov und Denver (1988) korreliert.

Auf Basis von Erfahrungswerten für die Mantelreibung und den Spitzenwiderstand von Fertigpfählen nach der EA Pfähle (2012) wurde eine Vergleichsrechnung der statischen Probelastungsergebnisse vorgenommen und eine charakteristische Pfahltragfähigkeit von  $R_{c,k} (s=s_{sg}) = 2.860$  kN errechnet. Gegenüber der rechnerischen Pfahltragfähigkeit ist die Grenztragfähigkeit um einen Faktor von 1,2 höher als der statische Pfahlwiderstand  $R_{ult} = 3.530$  kN. Hierbei ist insbesondere zu berücksichtigen, dass bereits vor der Steigerung zur charakteristischen Bauwerkslast von  $F_{c,k} = 1.590$  kN an dem Pfahl ein Schwelllastversuch mit 50 Zyklen ausgeführt wurde.

Die verwendete zyklische Lastspanne liegt bei einem Wert von  $F_{zyk} = 910$  kN und die zyklische Lastamplitude bei einem Wert von  $F'_{zyk} = 455$  kN. Unter Ansatz des Pfahlwiderstandes von  $R_{ult} = 3.530$  kN ergibt sich ein Verhältnis von 13% der Lastamplitude bzw. 26% der Lastspanne zum Pfahlwiderstand, weshalb die zyklische Belastung beim Nachweis der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden sollte.

Die beim maximalen Wert von  $F_{max} = 910$  kN gemessenen Verformungen lagen in einer Größenordnung zwischen 1,2 mm und 1,5 mm. Nach der Entlastung ( $F_{min} = 0$ ) wurde eine verbleibende Verformung von 0,2 mm bis 0,4 mm gemessen.

Eine Vergleichsrechnung am ideal elastischen Stab mit einem konstanten Elastizitätsmodul von  $E = 38.000$  N/mm<sup>2</sup>, einer konstanten Fläche von  $A = 202.500$  mm<sup>2</sup>, einer Länge von  $L = 23$  m und einer Einwirkung von  $F = 910$  kN ergibt sich eine elastische Stauchung von rd. 3 mm.

Die gemessenen Verformungen sind also deutlich geringer als die rechnerische Verformung des Pfahls, so dass die Vermutung nahe liegt, dass unter der Belastung lediglich eine Stauchung des Pfahles stattgefunden hat. Da die Verformungen so gering waren, liegt die weitere Schlussfolgerung nahe, dass der Kontakt zwischen der Pfahlmantelfläche sowie dem umgebenden Boden und demnach auch der Anwachseffekt erhalten bleibt.

## 7 Zusammenfassung

Mit dem Ziel, das Tragverhalten von Fertigrammpfählen unter zyklischer Belastung bewerten zu können, wurde auf dem Baufeld eines Windparks eine statische Probebelastung nach vorhergehender Schwellbelastung ausgeführt. Zusätzlich sollte in diesem Zusammenhang die Fragestellung geklärt werden, inwieweit ein Zuwachs der Tragfähigkeit mit der Zeit stattfindet und überprüft werden, ob dieser Zuwachs nach einer axialen Schwellbelastung bestehen bleibt.

Im ersten Bauabschnitt des Windparks wurden an 2 Testpfählen dynamische Probebelastungen unter Berücksichtigung einer Standzeit von etwa einer Stunde, 8 Tagen und 21 Tagen durchgeführt und nach den Untersuchungen

- der bekannte Anwachseffekt belegt
- ein ungewöhnlich hoher Zuwachs der Mantelreibung von  $\Delta R_{s,m} > 200\%$

festgestellt.

Im zweiten Bauabschnitt wurde ein Testfeld für eine statische Probebelastung eingerichtet und zuvor eine Trockenbohrung sowie eine Drucksondierung ausgeführt. An dem gerammten Probepfahl wurde nach einer Standzeit etwa 24 Stunden eine dynamische Probebelastung ausgeführt.

Folgende Erkenntnisse konnten daraus gewonnen werden:

- relativ homogene Baugrundsichtung aus steif bis halbfesten Schluffen
- Scherfestigkeit zwischen  $150 \text{ kN/m}^2$  –  $c_u$  –  $300 \text{ kN/m}^2$
- Pfahlfußwiderstand von  $R_{b,m} = 420 \text{ kN}$ ; Mantelreibung von  $R_{s,m} = 2.430 \text{ kN}$

Nach einer Standzeit von 20 Tagen wurde am Testpfahl eine statische Probelastung mit vorheriger Schwellbelastung durchgeführt und

- die Betriebslasten realitätsnah angesetzt
- sehr geringe Verformungen gemessen (kleiner als elastische Stauchung)
- hoher Pfahlwiderstand im Grenzzustand ( $R_{ult} = 3.530 \text{ kN}$ ) bei geringen Setzungen (6-7 mm) ermittelt.

Insgesamt kann nach den Untersuchungen festgestellt werden, dass zyklische Einwirkungen keinen negativen Einfluss auf den Tragfähigkeitszuwachs haben und in diesem Fall die gemessene Tragfähigkeit in bindigen Böden höher ist als sie nach geltenden Regeln errechnet werden kann.

## Literatur

**EA Pfähle (2012)** Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, *Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.*

**Grabe, J.; König, F. (2006):** Zeitabhängige Traglaststeigerung von Verdrängungspfählen, *Baugrundtagung in Bremen, Tagungsband S. 291 - 298*

**Skov, R.; Denver H. (1988):** Time-Dependence of bearing capacity of piles, *3rd Int. Conf. App. Stress-Wave Theory to Piles*

## Autoren

---

Dr.-Ing. Lars Vavrina

vavrina@centrum.de

Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann

plohmann@centrum.de

Dipl.-Ing. MBA Peter Wardinghus

wardinghus@centrum.de

CentrumPfähle GmbH

Friedrich-Ebert-Damm 111

www.centrum.de

22047 Hamburg

Tel.: 040.69 67 21 04





# CENTRUM PFÄHLE

HAMBURG | LEIPZIG | MANNHEIM | MÜNCHEN | OBERHAUSEN

[WWW.CENTRUM.DE](http://WWW.CENTRUM.DE)

**BESUCHEN  
SIE UNS AUF  
DEM PFAHL-  
SYMPOSIUM**



## **TIEFGRÜNDUNGEN MIT STAHLBETONFERTIGPFÄHLEN**

Als kompetenter Partner stehen wir Ihnen für die Beratung, Planung und Ausführung von Tiefgründungen zur Seite. Profitieren Sie von unserem fundierten Know-how, jahrelanger Erfahrung und einem geprüften und transparenten Pfahlsystem.

Ob im Rahmen kleiner, privater Bauprojekte oder komplexer Gründungsvorhaben im Bereich Industrie, Gewerbe, Infrastruktur, Energie- und Umwelttechnik. Wir realisieren jede Gründung mit höchstem Qualitätsanspruch und leidenschaftlicher Präzision.

### **HAUPTSITZ HAMBURG**

CentrumPfähle GmbH  
Friedrich-Ebert-Damm 111  
22047 Hamburg  
Telefon 040.69 67 20  
Telefax 040.69 67 22 22  
[info@centrum.de](mailto:info@centrum.de)





# **Berücksichtigung großer Verkehrs- und Aufjacklasten auf Tiefgründungen am Beispiel des Offshore-Terminals Bremerhaven (OTB)**

Finn Mackert, Karsten Holste

WKC Hamburg GmbH, Hamburg

## **1 Einleitung**

Das Land Bremen verfolgt mit der Realisierung des Offshore-Terminals in Bremerhaven (OTB) das Ziel, Bremerhaven als Standort für die Windenergie-Wirtschaft zu sichern und zu einem Zentrum der Offshore-Windenergiewirtschaft weiter auszubauen. Zugleich leistet das Land Bremen damit einen substantiellen Beitrag, um den Ausbau der regenerativen Energien voranzutreiben und die nationalen Klimaschutzziele zu erreichen. Der OTB übernimmt hierbei die Funktion einer leistungsfähigen Schwerlast-, Montage- und Umschlagsanlage.

Der OTB befindet sich zurzeit in der Entwurfsplanung. Eine besondere Anforderung an die Planung sind die vergleichsweise hohen land- und wasserseitigen Verkehrslasten, die bei der Bemessung der Kajakonstruktion zu berücksichtigen sind. Zur Erfassung dieser Beanspruchungen wurde im Rahmen des Entwurfes eine Parameterstudie durchgeführt, in der der Einfluss der Beanspruchungen auf den fugenlosen Stahlbetonüberbau verifiziert wurde.

Ziel der Parameterstudie war, einen einfachen und allgemeinen Berechnungsansatz für die Bemessung und Dimensionierung der Bauteile zu ermitteln und die Bauteilabmessungen dahingehend zu optimieren, dass eine robuste, wirtschaftliche und für den späteren Betreiber möglichst ohne Restriktionen nutzbare Kajakonstruktion geschaffen wird.

## **2 Beschreibung des Offshore-Terminals Bremerhaven (OTB)**

Der Offshore-Terminal Bremerhaven soll im südlichen Stadtbereich von Bremerhaven, westlich des Fischereihafens im Außendeich- und Deichbereich an der Weser im Blexer Bogen, etwa zwischen Weser-km 64 und 65, errichtet werden.



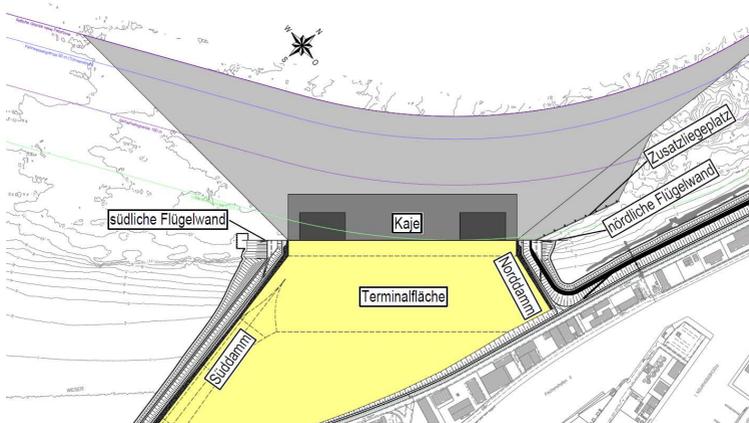


Abbildung 2: Lageplan OTB

Die Kaje bildet den westlichen Abschluss des Terminals. Die nutzbare Kajenlänge ohne Zusatzliegeplatz beträgt 500 m. Die Kaje erhält eine Endausbauhöhe von NN +7,50 m. Die Solltiefe der Liegewanne liegt bei NN -14,10 m, die Entwurfstiefe (ohne Kolkzuschlag) bei NN -15,00 m. Der Geländesprung von OK Kaje bis Hafensohle beträgt demnach 22,50 m.

Als Kajenkonstruktion kommt eine geschlossene Spundwand zur Ausführung, die mit einem Ankerpfahl mit einer Neigung von 1:1,1 einfach rückverankert wird. Diese wird als kombinierte Spundwand bestehend aus Tragbohlen (Doppelbohlen) und nach innen angeordnete Zwischenbohlen ausgebildet. Die Ankerpfähle werden als Stahlrammpfähle hergestellt.

Auf der Spundwand wird ein Kajenkopf sowie hinter der Spundwand eine Schwerlastplatte aus Stahlbeton in Ortbetonbauweise vorgesehen, diese werden über die gesamte Kajenlänge fugenlos hergestellt. Die Gesamtbreite des Kajenkopfs und Schwerlastplatte beträgt 20 m, der Kajenkopf ist 1,60 m breit und 5,15 m hoch, die Schwerlastplatte ist 1,00 bis 1,35 m hoch. Die Betonkonstruktion wird auf Ortbetonrammpfähle sowie auf den Tragbohlen der kombinierten Spundwand tief gegründet.

Im Bereich hinter der Schwerlastplatte wird eine abgestufte Baggergrubenböschung in der oberen Weichschicht hergestellt. Vor der Kaje wird der Baugrund bereichsweise durch eine Sohlsicherung verbessert, um das Aufpratzen (Aufjacken) von Errichterschiffen zu ermöglichen.

In der Abbildung 3 ist der Regelquerschnitt der Kaje dargestellt.

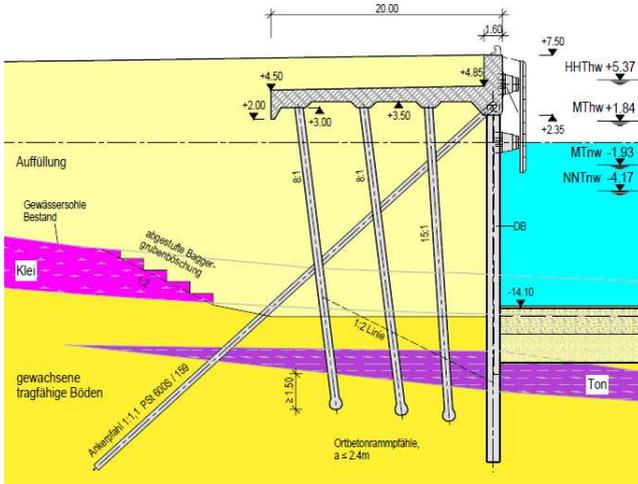


Abbildung 3: Querschnitt Kaje

## 2.1 Baugrundverhältnisse

Die Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen zeigen, dass ein wechselhafter Baugrund ansteht. Im Regelfall steht ab Gewässersohle eine obere Weichschicht (Klei und natürliche Weichsedimente) an. Diese obere Weichschicht wird unterlagert von Sanden, teilweise mit Steinpacklagen, die größtenteils dicht bis sehr dicht gelagert sind. In Teilbereichen liegen zusätzliche, tiefere bindige Bodenschichten an, die als Geschiebemergel, sandige Schluffe, aber auch als Tone angesprochen wurden.

In Abbildung 4 sind die Baugrundverhältnisse beispielhaft in einem Schnitt mittig der Kaje senkrecht zur Kajenachse dargestellt.

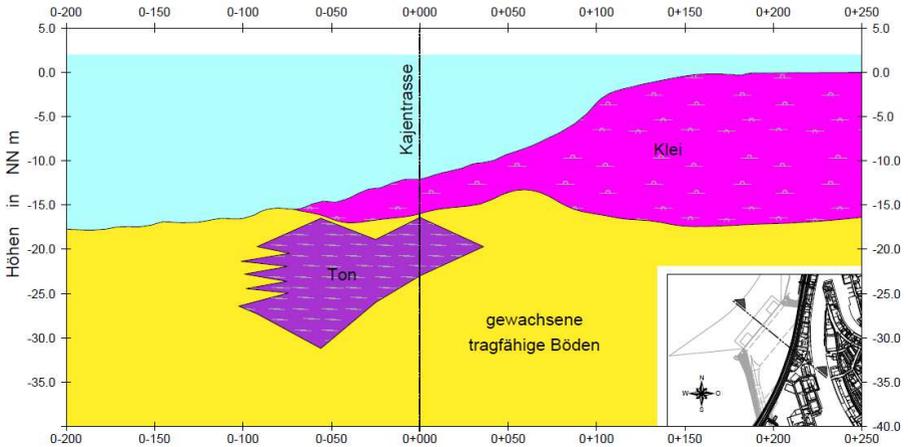


Abbildung 4: Querschnitt Baugrund

## 2.2 Verkehrslasten, Spudcan- / Jack-Up-Lasten der Errichterschiffe

Für die unterschiedlichen Nutzungsbereiche des Terminals wurden verschiedene zu berücksichtigende Verkehrsbelastungen vorgegeben. Bei den Nutzungsbereichen handelt es sich zum einen um die allgemeine Terminalfläche landseitig der Kaje als Lager- und Montagefläche sowie zum anderen um die Operationsfläche direkt an der Kaje als Verladefläche (Schwerlastbereich), die für größere Verkehrslasten auszulegen ist.

Die Schwerlastbereiche untergliedern sich weiter in einen Regelschwerlastbereich sowie einen Sonderschwerlastbereich, in dem zusätzlich als gesondertes Lastbild ein mobiler Raupenkrane zu berücksichtigen ist. Der Regelschwerlastbereich ist ab Kajenkante 35 m breit und erstreckt sich über die gesamte Kajenlänge, der Sonderschwerlastbereich ist 40 m breit und 120 lang, dieser befindet sich nur im südlichen Bereich der Kaje.

Tabelle 1: Verkehrsbelastung

Bereich	Verkehrsbelastung
Terminalfläche allgemein	150 kN/m <sup>2</sup>
Regelschwerlastbereich (Operationsfläche)	200 kN/m <sup>2</sup>
Sonderschwerlastbereich (Operationsfläche)	200 kN/m <sup>2</sup> , zus. Lastbild mobiler Raupenkrane: örtlich begrenzt bis 600 kN/m <sup>2</sup>

Zusätzlich sind vor der Kaje auf der Hafensohle Belastungen durch Errichterschiffe durch sogenannte Aufjackvorgänge, d. h. durch das Aufprätzen von Hubbeinen (Jack-Up-Legs), an deren unteren Ende i. d. R. zur Vergrößerung der Aufstandsfläche Spudcans vorhanden sind, zu berücksichtigen. Hier sind Belastungen von bis zu 150.000 kN je Schiffsbein anzusetzen. Bei einer Grundfläche von  $\sim 140 \text{ m}^2$  je Bein ergibt dies eine Flächenpressung von bis zu  $\sim 1080 \text{ kN/m}^2$  je Bein in unmittelbarer Nähe zur Kaje.



Abbildung 5: Aufgepratztes Errichterschiff vor einer Kaje

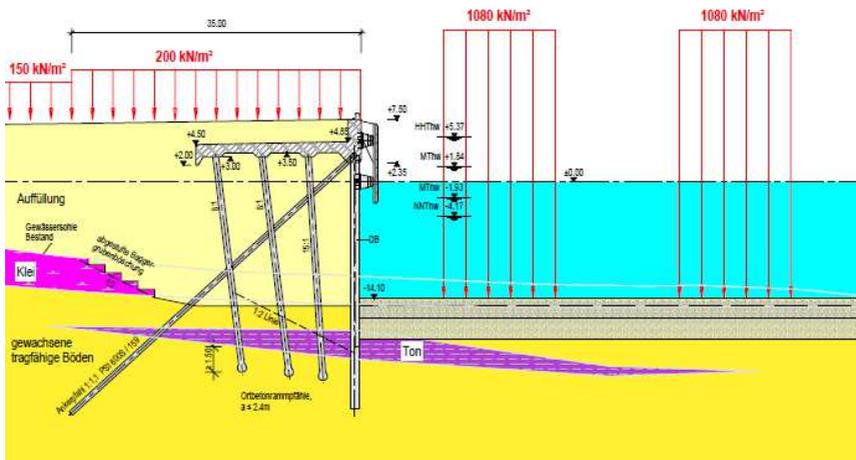


Abbildung 6: Verkehrs- und Aufjacklasten

Die Verkehrslasten und die Belastung aus den o. g. Aufjackvorgängen können gleichzeitig in voller Größe auftreten, d. h. diese sind für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ohne Abminderung zu überlagern. Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ist der Kombinationsbeiwert  $\psi_{2,i} = 0,25$  für die landseitigen Verkehrslasten festgelegt worden.

### 3 Zwangsbeanspruchung der Kaje durch die Aufjacklasten der Errichterschiffe

Die hohen Aufjacklasten der Errichterschiffe führen zu großen zusätzlichen Spannungen im tieferliegenden Baugrund, die die Kaje und die Tiefgründung der Kaje in der unmittelbaren Nähe in ihrer Standsicherheit beeinträchtigen bzw. zu unverträglichen Verformungen führen können.

Die Kajenkonstruktion erfährt hierbei in mehrerlei Hinsicht zusätzliche Beanspruchungen. Zum einen wird die kombinierte Spundwand durch zusätzlichen vertikalen und horizontalen Erddruck im Erdwiderstandsbereich belastet. Zum anderen ergeben sich aufgrund der lokalen Lastkonzentration unterschiedliche vertikale Bodenverformungen in Längs- und Querrichtung unterhalb der Gründungselemente (Setzungsmulden), die zu einem veränderten Lastabtrag der Gründungselemente und somit insbesondere in dem fugenlosen Stahlbetonüberbau zu Zwangsbeanspruchungen führen können.

Zur Erfassung der Zwangsbeanspruchung auf den Kajeüberbau durch die vertikalen Bodenverformungen wurde im Rahmen des Entwurfes eine Parameterstudie durchgeführt, in der dieser Einfluss weiter verifiziert wurde. Hierbei wurden u. A. folgende Einflussgrößen untersucht:

- Größe der vertikalen Verformung
- Abstand der Aufstandsflächen der Spudcans der Errichterschiffe zur Kaje
- Steifigkeit des Stahlbetonüberbaus der Kaje

### 3.1 Berechnungsmodell

Für die Berechnung des Stahlbetonüberbaus wird dieser in einem kombiniertem Faltwerks- und Stabwerksprogramm als 3D FEM-Modell mit Schalenelementen modelliert.

Die Gründungselemente werden in Anlehnung an die Berechnungsansätze von Hamburg Port Authority (HPA, 2014) mittels elastischen Auflagerfedern abgebildet. Demnach ist die Federsteifigkeit unter Berücksichtigung der Pfahlkopfsetzung zu ermitteln. Dabei werden grundsätzlich zwei Grenzfälle betrachtet: ein nachgiebiges Gründungselement unter Berücksichtigung der zu erwartenden Pfahlkopfsetzungen (weiche Auflagerfeder) sowie ein weniger nachgiebiges Gründungselement unter Berücksichtigung der rein elastischen Verformungen des Gründungselementes (steife Auflagerfeder).

Nachgiebiges Gründungselement:  $c_1 = R_k(s_1) / s_1$

Weniger nachgiebiges Gründungselement:  $c_2 = EA / L$

c: Federsteifigkeit

$R_k$ : charakteristischer Pfahlwiderstand bei der Setzung  $s_1$

$s_1$ : maßgebende Pfahlkopfsetzung

E: Elastizitätsmodul des Gründungselementes

A: Fläche des Gründungselementes

L: Länge von UK Anschlussbauteil bis zum Schwerpunkt der Lasteinleitung

Für die Modellierung der Ortbetonrammpfähle und Tragbohlen wurden folgenden Federsteifigkeiten  $c_1$  mit dem Baugrundgutachter abgestimmt:

Tabelle 2: Federsteifigkeit

Gründungselement	$R_k(s_1)$ [kN]	$s_1$ [cm]	$c_1$ [kN/m]
Ortbetonrammpfahl	7.500	3,0	250.000
Tragbohle (DB)	14.000	4,0	350.000

Die zusätzlichen Setzungen durch aufjackende Errichterschiffe (Aufjackbelastung) werden durch den Ansatz einer reduzierten Federsteifigkeit der nachgiebigen Gründungselemente im Einflussbereich der Aufjackbelastung berücksichtigt. Hierbei werden die zusätzlichen Setzungen  $s_2$  am Fuß der Gründungselemente und die maßgebenden Pfahlkopfsetzung  $s_1$  bei der Berechnung der Federsteifigkeit addiert:

Federsteifigkeit im Einflussbereich der Aufjackbelastung:  $c_3 = Rk(s_1) / (s_1 + s_2)$

$s_2$ : zus. Bodensetzungen am Pfahlfuß durch Aufjackbelastung

Dies hat zur Folge, dass die Größe der Federsteifigkeit der Gründungselemente vom Abstand der Gründungselemente zum Aufsetzpunkt der Spudcans der Errichterschiffe abhängig ist. Für jedes Gründungselement ist die anzusetzende Federsteifigkeit gesondert zu ermitteln.

### 3.2 Parametervariation

Zur Beurteilung des Einflusses der vertikalen Bodenverformung am Fuß der Gründungselemente wurden im Rahmen der Parametervariation (Sensitivitätsanalyse) drei Setzungsmulden gem. Abbildung 7 untersucht. Die abgebildeten Setzungsmulden stellen die vertikalen Bodenverformungen in der Ebene der Absetztiefe der Gründungselemente dar.

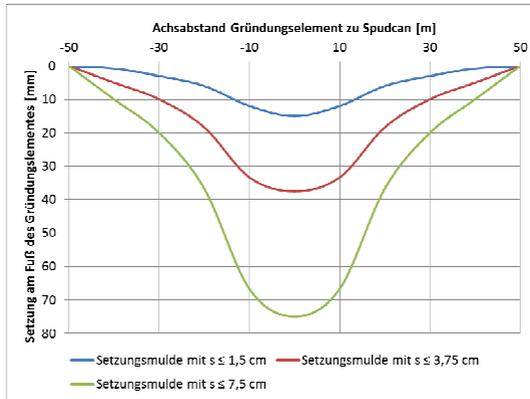


Abbildung 7: Variation der Setzungsmulde

Hierbei stellen die rot sowie die grün dargestellte Kurven in einer Vorbemessung vereinfacht ermittelte Setzungsmulden dar. Die blau dargestellte, geringere Setzungsmulde wurde durch genauere Berechnungsansätze unter Berücksichtigung der Bauwerk-Boden-Interaktion anhand von numerischen Untersuchungen an einem 3D-FE-Bodenmodell ermittelt (ACHMUS, 2014).

Zur Beurteilung des Einflusses des Abstandes der Spudcans zur Kajenkonstruktion wurden im Rahmen der Parametervariation zwei lichte Abstände zur Kajenkante untersucht. Zum einen ein lichter Abstand von 4 m, dies entspricht den geringstmöglichen Abstand aufgrund geometrischer Randbedingungen. Zum anderen ein lichter Abstand von 12 m in Anlehnung an DIN EN ISO 19905-1:2014-11, nach der bei einem homogenen Baugrund bei einem größerem lichten Abstand zwischen Aufstandsfläche Spudcan zu einer Pfahlgründung als der Durchmessers der Aufstandsfläche mit keiner Beeinflussung mehr zu rechnen ist.

Die Biegesteifigkeit des Stahlbetonüberbaus wurde im Rahmen des Entwurfes in Anlehnung an (HPA, 2012) auf 60% des Wertes von Zustand I (Zustand II) aufgrund von Rissbildung reduziert. HPA empfiehlt für den Lastfall CB-Last die Biegesteifigkeit auf 50-65% des Wertes von Zustand I abzumindern. Zur Beurteilung der Sensitivität dieses Parameters wurden im Rahmen der Parametervariation weiter die volle Biegesteifigkeit des Stahlbetonüberbaus angesetzt (Zustand I) sowie ein sehr starker Abfall der Biegesteifigkeit auf 25% des Wertes von Zustand I.

### 3.3 Ergebnisse Parameterstudie

Die Auswertung wird beispielhaft anhand des maximalen Biegemomentes im Kajenholm (als das steifste Bauteil) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT,  $M_{y,d}$ ) geführt. Hierbei werden die qualitativen Veränderungen der Biegemomente der einzelnen Variationsberechnungen in Relation zu dem Biegemoment gestellt, welches sich einstellt, wenn keine zusätzlichen Setzungen durch Errichterschiffe berücksichtigt werden. Als Bezugsbiegesteifigkeit des Stahlbetonüberbaus wird 60% des Wertes von Zustand I gewählt.

In der Abbildung 8 werden die Ergebnisse der Parameterstudie dargestellt, links sind die Ergebnisse für einen lichten Abstand der Spudcans von 4 m, rechts für einen lichten Abstand von 12 m zur Kajenkonstruktion (Achse Spundwand) dargestellt. Die linke, rote Säule stellt jeweils die Bezugsgröße dar.

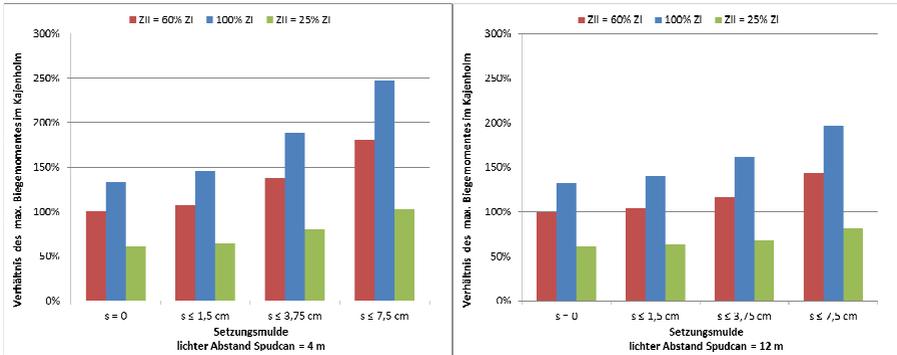


Abbildung 8: Ergebnisse Parameterstudie

Abbildung 8 zeigt, dass bei geringeren Abständen der Spudcans zu der Kaje und größeren hierdurch hervorgerufenen Bodenverformungen die Biegemomente wesentlich ansteigen (bis zu Faktor 2). Weiter wird gezeigt, dass die Wahl der Biegesteifigkeit einen deutlichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat (bis zu Faktor 2,5). Um hier nicht unwirtschaftlichen zu bemessen, ist der Abfall der Biegesteifigkeit durch Rissbildung realitätsnah zu berücksichtigen.

In Abbildung 9 werden die Ergebnisse für unterschiedliche Spudcan-Abstände bei einer angesetzten Biegesteifigkeit von  $Z_{II} = 60\%$  ZI dargestellt.

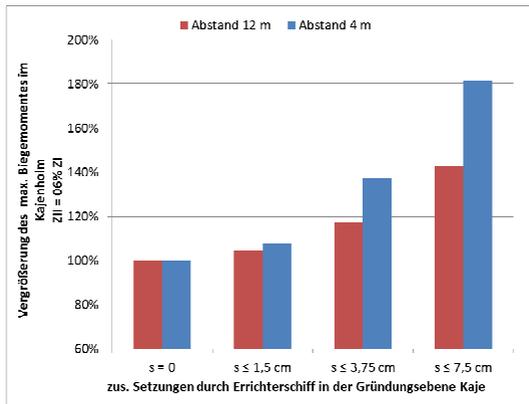


Abbildung 9: Ergebnisvergleich, Biegesteifigkeit  $Z_{II} = 60\%$  ZI

Bei einer Setzungsmulde von max. 7,5 cm und einem lichten Abstand der Spudcans zur Kaje von 4 m erhöht sich das Biegemoment um ~80%, bei einem lichten Abstand der Spudcans von 12 m um ~43%. Bei einer Setzungsmulde von max. 3,75 cm und einem lichten Abstand von 4 m erhöht sich das Biegemoment noch um ~37%. Erst bei einem lichten Abstand von 12 m sowie bei geringeren Setzungen von max. 1,5 cm nimmt der Einfluss ab, die Erhöhungen liegen unter 20% bzw. unter 10%.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurden für die weiteren Planungsphasen für den OTB festgelegt:

In den statischen Berechnungen ist die Setzungsmulde mit  $s \leq 1,5$  cm für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zu verwenden (mögliche Setzungen). Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sind die Setzungen mit dem Faktor 2/3 abzumindern (wahrscheinliche Setzungen). Dieser Ansatz wurde von Achmus (ACHMUS, 2014) bestätigt.

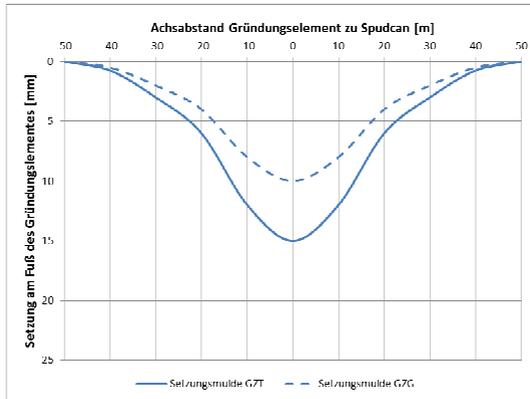


Abbildung 10: Anzusetzende Setzungsmulde OTB

Der minimale zulässige lichte Abstand der Spudcans zur Kaje wurde auf 10 m festgelegt. Ein geringerer lichter Abstand wurde nicht zugelassen, da die Parameterstudie gezeigt hat, dass die Sensibilität der Konstruktion bei geringeren Abständen stärker zunimmt.

#### 4 Zusammenfassung

Aufgrund der hohen land- und wasserseitigen Verkehrslasten waren beim Entwurf der Kajenkonstruktion des OTB die im Betrieb zu erwartende Verformungen näher zu betrachten. Die hohen Lasten beim Aufjucken der Errichterschiffe führen zu großen zusätzlichen Spannungen im tieferliegenden Baugrund, die die Kaje und die Tiefgründung der Kaje in der unmittelbaren Nähe beeinträchtigen können.

Es wurde gezeigt, dass die Beeinträchtigungen wesentlich von der Größe der zu erwartenden Setzungen, dem lichten Abstand der Spudcans zur Kajenkonstruktion, aber auch von der Steifigkeit des fugenlosen Stahlbetonüberbaus abhängen. Durch Variation dieser Ansätze konnte für den OTB Berechnungsansätze für die Bemessung und Dimensionierung der Bauteile in den statischen Berechnungen sowie Mindestabstände für die Errichterschiffe bzw. für die Aufstandsflächen der Spudcans zur Kajenkonstruktion für die weiteren Planungsphasen festgelegt werden. So wird eine robuste, wirtschaftliche und für den späteren Betreiber mit wenigen Restriktionen nutzbare Kajenkonstruktion geschaffen.

## Literatur

**DIN EN ISO 19905-1:2012-11**; Erdöl- und Erdgasindustrie – Beurteilung von mobilen Offshore Einheiten bezüglich ihres Einsatzgebietes – Teil 1: Hubinseln, 2012

**HPA Hamburg Port Authority**; Leistungsbeschreibung Teil C1 – Technische Bearbeitung, *Januar 2012*

**HPA Hamburg Port Authority**; Leistungsbeschreibung Teil C1 – Technische Bearbeitung, *Februar 2014*

**M. Achmus; M. Klameth**; Verformungsanalyse einer Spundwand aufgrund von indirekter Belastung durch einen vor der Kaje aufgestellten Spudcan, *Bericht des Instituts für Geotechnik (IGtH) im Auftrag der Prof. Dr.-Ing. Victor Rizkallah + Partner Ingenieures. mbH, Leibniz Universität Hannover, 2014 (unveröffentlicht)*

## Autoren

---

Dipl.-Ing. Finn Mackert

finn.mackert@wk-consult.com

Dipl.-Ing. Karsten Holste

karsten.holste@wk-consult.com

WKC Hamburg GmbH

Planungen im Bauwesen

www.WK-CONSULT.com

Tempowerkring 1 B, 21079 Hamburg

Tel.: 040 790001-0

# ÜBER 70 JAHRE KOMPETENZ IM BAUWESEN



Beraten • Planen • Prüfen • Überwachen



**WKC Hamburg GmbH** • Planungen im Bauwesen  
**WK Consult Hamburg** • Ingenieure für Bauwesen VBI

Tempowerkring 1 b  
21079 HAMBURG • GERMANY

Tel.: +49 40 790001-0  
Fax: +49 40 790001-44

ingenieure@wk-consult.com  
www.wk-consult.com



# **Zeitabhängigkeit der Stützung pfahlähnlicher Elemente in weichen bis flüssigen Böden – Versuche und Simulation**

Stefan Vogt

Technische Universität München Zentrum Geotechnik, Deutschland

## **1 Einleitung**

Die genaue Kenntnis zeitabhängiger Verformungswiderstände weicher viskoser Böden ist für eine Verformungsprognose oder Tragfähigkeitsanalyse horizontal belasteter Pfähle und stabilitätsgefährdeter Systeme aus Pfahltragwerken von großer Bedeutung. Für die Berechnung der Stützwirkung dieser Böden auf Pfahlschäfte existieren für den Grenzzustand der Tragfähigkeit im undrainierten Fall, bei dem Boden den Pfahl umfließt, analytische Lösungen (RANDOLPH/HOULSBY, 1984). Diese Abschätzung ist jedoch mit dem Wissen, dass sich bindiger Boden im undrainierten Grenzzustand viskos verhält, nicht konservativ und nicht konsistent mit der Anforderung, dass die Tragfähigkeit über die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerkes mit begrenzten Verformungen gewährleistet sein muss. Aussagen über Verformungen können mit den zur Verfügung stehenden einfachen Modellbildungen, die nicht Finite-Elemente Berechnungen umfassen, nur durch die Annahme einer zutreffenden Mobilisierungsfunktion gemacht werden (vgl. „p-y-curves“ für weiche feinkörnige Böden nach MATLOCK 1970 bzw. REESE/IMPE, 2001).

Die aus dokumentierten Versagensfällen und Pfahlprobelastungen ableitbare These, dass die seitliche Stützwirkung eines weichen feinkörnigen Bodens durch das Erreichen eines zeitlich verzögerten Kriechbruches aufgrund der Bodenviskosität schon bei Ausnutzungen weit unter der Tragfähigkeit bei kurzer Belastungsdauer erschöpft sein kann, wurde durch VOGT/VOGT (2011) aufgegriffen. Bereits VIK (1962), der eine elastische Idealisierung der Bodenstützung annimmt, empfiehlt eine Reduzierung der Steifigkeit der Pfahlbettung für „Dauerlasten“, was das Kriechen der weichen Bodenschicht berücksichtigen soll. Der Grenzzustand, dass unter „Dauerlast“ das Versagen analog zum Kriechbruch, zeitlich verzögert auftreten kann, ist jedoch durch den Ansatz einer elastischen Pfahlbettung nicht abzubilden.

Andererseits wurde bereits durch modellmaßstäbliche Belastungsversuche nach VOGT/VOGT (2011) erkannt, dass durch einen in Bezug auf die Belastungsgeschwindigkeit raschen Abbau der Porenwasserdrücke infolge der lateralen Belastung aus dem Pfahlschaft weit höhere Bodenstützungen mobilisiert werden können, als dies für einen ideal undrainierten Zustand möglich ist. Die in VOGT/VOGT (2011) exemplarisch ausgewerteten Versuche, die mit der in Abschnitt 2.2 erläuterten Versuchsanlage gewonnen wurden, zeigten sowohl eine Vergrößerung der Porenzahl des Bodens vor dem Pfahlschaft als auch eine höhere undrainierte Scherfestigkeit in diesen Bodenbereichen, was durch Sondierungen mit einer kleinen Handflügelsonde nachgewiesen werden konnte. Wesentliche Einflussgrößen die in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit den Übergang von undrainierten Bodenzuständen in einen teildrainierten und weiter in einen näherungsweise als ideal drainiert zu bezeichnenden Bereich erkennbar sind, sind der aus der Durchlässigkeit und Steifigkeit des Bodens zu berechnende Konsolidationskoeffizient sowie die Abmessungen des Pfahlschaftes, die den Weg bestimmen, den das Porenwasser zur Dissipation des Porenwasserüberdruckes an der Pfahlvorderseite bzw. des Porenwasserunterdruckes an der Pfahlrückseite durchströmen muss.

Kernziel eines abgeschlossenen Forschungsvorhabens war die experimentelle Untersuchung eines weichen Tonbodens in Bezug auf seine Stützwirkung auf pfahlartige Gründungselemente. Dabei wurden zeitabhängige Effekte, welche sich aus der Konsolidation und Viskosität des Bodens ergeben und die Stützkräfte auf einen Pfahlschaft maßgebend beeinflussen, näher betrachtet. Mit den durchgeführten Experimenten und den Simulationen zur Nachrechnung der Versuchsdaten war die Bewertung des Einflusses der Bodenviskosität auf die Bodenstützwirkung zentraler Bestandteil der Arbeit. Geklärt wurde neben der Frage zum möglichen Auftreten eines Kriechbruches insbesondere der Einfluss der Belastungsrate auf die Parameter einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion.

## **2 Experimentelle Arbeiten**

### **2.1 Allgemeines**

In speziell für dieses Forschungsvorhaben entwickelten Modellversuchen wurde der komplexe Verformungsmechanismus im Boden, welcher durch ein seitlich belastetes Pfahlsegment hervorgerufen wird, näher betrachtet. Parallel zu den Versuchen wurden

entsprechende numerische Berechnungen durchgeführt werden, um überprüfen zu können, ob wesentliche Einflussgrößen und Charakteristika der Versuchsergebnisse in den Simulationsrechnungen wiedergegeben werden können. Grundlage der numerischen Simulationen waren die Elementversuche und die daraus ermittelten Parameter für das bei der Nachrechnung angewendete Stoffmodell (siehe Abschnitt 3).

In den modellmaßstäblichen Versuchen wurde als Boden, welcher den Modellpfahl umgibt, ein in Index- und Elementversuchen ausführlich untersuchter Kaolinton aus Kemmlitz in Sachsen verwendet (Produktname KFL der Amberger Kaolinwerke Eduard Kick GmbH & Co. KG). Wichtige Versuchsergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Versuchsergebnisse zum Kemmlitzer Kaolinton

<b>Bodenmechanische Größe</b>	<b>Mittelwerte</b>
Korndichte $\rho_s$	2,547 g/cm <sup>3</sup>
Glühverlust $V_{GI}$	6,3 Gew.-%
Fließgrenze $w_L$	53,3 % Gerät nach Casagrande 55,1 % Fallkegelversuch
Ausrollgrenze $w_P$	28,8 %
Kompressionsbeiwert $C_c$	0,50 bei $\sigma'_v = 5 \text{ kN/m}^2$ 0,38 bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,32 bei $\sigma'_v = 500 \text{ kN/m}^2$
Rekompressionsbeiwert $C_s$	0,01 zwischen $\sigma'_v = 20 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_v = 200 \text{ kN/m}^2$
Kriechbeiwert aus Ödometerversuchen $C_\alpha$	0,015 bei $\sigma'_v = 5 \text{ kN/m}^2$ 0,012 bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,009 bei $\sigma'_v = 500 \text{ kN/m}^2$
Ruhedruckbeiwert $K_0$ aus Großödometerversuchen ( $\varnothing 300 \text{ mm}$ )	0,48 bei $\sigma'_v = 5 \text{ kN/m}^2$ 0,58 bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,60 bei $\sigma'_v = 500 \text{ kN/m}^2$
Durchlässigkeitsbeiwert $k$ aus Ödometerversuchen	$2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ bei $\sigma'_v = 5 \text{ kN/m}^2$ $4 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ $1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bei $\sigma'_v = 500 \text{ kN/m}^2$
Effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	22,5 ° bis 25,5 ° größere Werte für langsame Belastung im drainierten Triaxialversuch kleinere Werte für geringere Konsolidati- onsspannung bis $\sigma'_v = 5 \text{ kN/m}^2$
Kohäsionsbeiwert $\lambda_{cu}$	0,34 für triaxiale Kompression 0,19 für triaxiale Extension

Bodenmechanische Größe	Mittelwerte
Viskositätsindex $I_v$ aus sprunghafter Änderung der Vorschubgeschwindigkeit während triaxialer Kompressionsversuche	0,0040 bei $\sigma'_v = 10 \text{ kN/m}^2$ 0,0030 bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,0025 bei $\sigma'_v = 200 \text{ kN/m}^2$
Viskositätsindex $I_v$ aus triaxialen Relaxationsversuchen bei geringer Ausnutzung der Scherfestigkeit	0,0025 bei $\sigma'_v = 10 \text{ kN/m}^2$ 0,0015 bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,0012 bei $\sigma'_v = 200 \text{ kN/m}^2$
Viskositätsindex $I_v$ aus triaxialen Relaxationsversuchen bei hoher Ausnutzung der Scherfestigkeit	0,0040 bei $\sigma'_v = 10 \text{ kN/m}^2$ 0,0030 bei $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,0025 bei $\sigma'_v = 200 \text{ kN/m}^2$

## 2.2 Aufbau der Versuchsanlage

Die konzipierten Modellversuche sind kleinmaßstäbliche Versuche, mit denen die Wechselwirkungen zwischen Boden und Pfahlschaft unter definierten Randbedingungen erforscht wurden. Hierfür wurde eine Versuchsanlage in Betrieb genommen, in der Boden eindimensional konsolidiert werden kann. Über eine seitliche Führung gehalten, wird vor dem Einbau des Bodens ein Segment eines modellhaften Pfahles eingestellt. Um ein Durchhängen des 450 mm langen Pfahlprofils zu verhindern, werden jeweils oben und unten am Pfahlsegment angreifende horizontale Führungsstangen durch 200 kg schwere Stahlplatten über ein Seilsystem und Umlenkrollen vorgespannt. Nachdem der Boden auf die gewünschte Porenzahl eindimensional konsolidiert wurde, wird das Pfahlsegment über die seitliche Führung durch das Auflegen zusätzlicher Stahlplatten horizontal belastet. Die Kräfte, welche global auf das Pfahlstück wirken, waren durch das Gewicht der vorab gewogenen Stahlplatten, bekannt. Fotos der Versuchsanlage zeigt Abbildung 1.

Es wurden modellhafte Pfahlsegmente mit einem Durchmesser von 60 mm und 30 mm untersucht. Um störende Randeinflüsse klein zu halten, wurde ein Innendurchmesser des Versuchsbehälters von 600 mm gewählt. Aus der Höhe des Modellpfahlprofils von 450 mm ergab sich die Konstruktion der Höhe des unteren Behälterringes von 500 mm. Um das Einfüllen des flüssigen Versuchsbodens mit einem Wassergehalt von  $w = 2 \cdot w_L$  und die anschließende Konsolidation zu ermöglichen, ist ein zusätzlicher auf den unteren Ring aufsetzender Ring mit einer Höhe von 500 mm erforderlich, der ebenfalls mit dem flüssigen Boden aufgefüllt wird. Darauf wird ein weiterer 500 mm hoher Ring gesetzt, in welchen ein vollflächiger Laststempel  $\varnothing 600 \text{ mm}$  eingesetzt wird, mit dem der Boden ein-

dimensional konsolidiert werden kann. Darauf erfolgen die Montage der Kopfplatte und die anschließende Verspannung mittels 4 Stangen zur Grundplatte der Konstruktion.



Abbildung 1: Gesamtansicht der Versuchsanlage (links); unterer Ring  $\varnothing_{\text{innen}}$  600 mm des Behälters mit eingestelltem Modellpfahlsegment  $\varnothing$  60 mm (rechts)

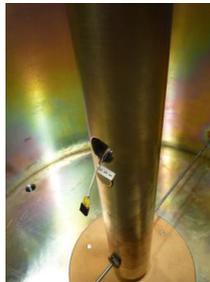
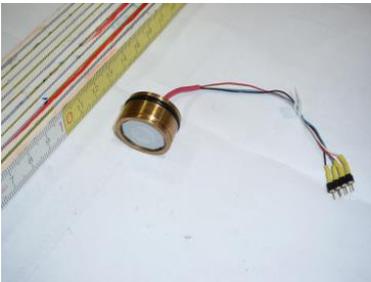


Abbildung 2: Frontmembransensor zur Messung der totalen Spannungen und des Porenwasserdruckes an der Vorder- und Rückseite des Pfahlsegmentes

Die Konsolidationsspannung wurde durch Wasserdruck über dem vollflächigen Stempel auf den Boden aufgebracht. Die horizontalen und vertikalen totalen Erddruckspannungen im Behälter sowie der Porenwasserdruck wurden direkt durch kleine im Behälter platzierte Sensoren aufgezeichnet. Neben dieser Messung und der zu messenden seitlichen Verschiebung des Pfahlprofils wurden an der Vorder- und Rückseite des modellhaften Pfahlsegmentes lokal totale Spannungen und Porenwasserdrücke erfasst. Hierfür konnte in Vorversuchen erfolgreich die Funktion kleinster Drucksensoren nachgewiesen werden (Abbildung 2).

Es wurden insgesamt 19 Einzelversuche unter verschiedenen Randbedingungen durchgeführt. Die Konsolidationszeit der horizontalen Beanspruchung des Pfahlsegmentes nahm jeweils zwischen 32 und 49 Tagen in Anspruch. Während der Konsolidationszeit und der horizontalen Belastung des Pfahlsegmentes wurde eine konstante vertikale Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  aufgebracht.

### **2.3 Systematik der Auswertung**

Eine Vielzahl von Arbeiten befasst sich ausgiebig mit der Interpretation von Ergebnissen aus Drucksondierungen in weichen viskosen Böden. Dabei werden einige Teilaspekte, welche auch für den zeitabhängigen Widerstand bzw. die Stützwirkung von weichen Böden auf Pfahlschäfte wesentlich erscheinen, im Folgenden zur Auswertung der Versuche mit berücksichtigt. Bei den betrachteten Drucksondierungen werden starre Körper unterschiedlicher Geometrie mit verschiedenen Geschwindigkeiten im Untergrund verschoben. So umfließt Boden das Profil am Ende einer Drucksondierstange. Gemessen werden die Kraft, mit der der Boden gegen das Profil drückt, sowie meist die entstehenden Porenwasserdrücke an der Kontaktfläche Boden – Profil. Im Folgenden werden die Effekte zeitabhängiger Sondierwiderstände mit dem Ziel erläutert, eine Übertragbarkeit auf die in dieser Arbeit gegebene Problemstellung zu schaffen.

Systematische Untersuchungen von Sondierungen, bei welchen die Vorschubgeschwindigkeit variiert wurde, wurden von LUNNE et al. (1997) analysiert. Es wurde festgestellt, dass bei einer zehnfachen Erhöhung der Geschwindigkeit ausgehend von einer Ausgangsgeschwindigkeit von 20 mm/s der Sondierwiderstand je nach Boden zwischen 7,5 % und 20,0 % ansteigt. Für Geschwindigkeiten unter 20 mm/s wurde bereits von BEM-BEN/MYERS (1974) sowie ROY et al. (1982) ein Abfall des Widerstandes bis auf ein Mini-

mum sowie ein mit einer weiteren Reduzierung der Geschwindigkeit folgender erneuter starker Anstieg nachgewiesen.

In Abbildung 3 sind Versuchsergebnisse über die von FINNIE/RANDOLPH (1994) eingeführte bezogene Geschwindigkeit

$$V = \frac{v \cdot D}{c_h} \quad (1)$$

aufgezeigt. Darin ist  $v$  die Eindringgeschwindigkeit,  $D$  der Durchmesser des Sondierprofils sowie  $c_h$  der Konsolidationsbeiwert in Abhängigkeit von der horizontalen Durchlässigkeit  $k_h$ . Als maßgebend wird somit die bei einer vertikalen Eindringung des Sondiergestänges folgende horizontale gerichtete Dissipation des Porenwasserüberdruckes angesehen.

In dieser Arbeit wird gegenüber der von TERZAGHI (1925) stammenden Formulierung ein sog. operativer Konsolidationsbeiwert  $c_h$  verwendet, der nach LEHANE et al. (2009) für Penetrationsversuche eine bessere Vergleichbarkeit von Daten aus Böden mit unterschiedlicher Steifigkeit ermöglichen soll. Der so vorgeschlagene Beiwert  $c_h$  erfasst die von der Effektivspannung abhängige Steifigkeitsänderung feinkörniger Böden und verwendet statt dem aus dem Ödometerversuch abgeleiteten Steifemodul  $E_s$  die Beiwerte  $\lambda$  und  $\kappa$  für die Steifigkeitsentwicklung während der Wiederbelastung bzw. Erstbelastung entsprechend der Modellbildung nach ROSCOE/BURLAND (1968):

$$c_h = \frac{k_{h,0} \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'_h}{\gamma_w \sqrt{\kappa \cdot \lambda}} = \frac{k_{h,0} \cdot \sigma'_h}{\gamma_w \sqrt{C_s \cdot C_c}} \quad (2)$$

Die Parameter  $\lambda$  und  $\kappa$  können aus dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  und Rekompansionsbeiwert  $C_s$  in Abhängigkeit von einer Bezugsporenzahl  $e_0$  berechnet werden. Zur Interpretation der empirischen Formulierung (2) ist es wichtig zu verstehen, dass bei einer horizontalen Pfahlbeanspruchung eines umseitig durch Boden gebetteten Pfahles sowohl die Steifigkeit im Boden an der Pfahlvorderseite – beschrieben durch die Parameter  $\lambda$  bzw.  $C_c$  – als auch die Steifigkeit an der Pfahlrückseite (Entlastungsvorgang) – definiert durch  $\kappa$  bzw.  $C_s$  – mit in Betracht gezogen werden muss.

Zur Veranschaulichung der raten- bzw. geschwindigkeitsabhängigen Einflussgrößen werden Daten aus Miniatursondierungen während Zentrifugenversuchen dargestellt. Die Punkte in Abbildung 3 zeigen Versuchsergebnisse unter Verwendung eines sog. T-Bar

Penetrometers nach RANDOLPH/HOPE (2004). Die Widerstände  $q_{t\text{-bar}}$  werden hier auf einen mittleren minimalen Wert  $q_{t\text{-bar,ref}}$  bezogen, welcher hier bei  $V = 10$  gemessen wurde.

Formel (1) deckt den Einfluss der die Konsolidation bestimmenden Größen der Belastungsgeschwindigkeit, des Drainweges und der Durchlässigkeit ab. Bei größer werdendem Drainweg  $d \approx D$  (zum Porenwasserausgleich muss das Wasser das Profil mit einem Durchmesser  $D$  umströmen) oder sich verringernder Durchlässigkeit  $k$  steigt bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit die bezogene Geschwindigkeit  $V$ . Sind die Vorschubgeschwindigkeiten sehr langsam (ideal drainiert) oder sehr schnell (ideal undrainiert) so haben Konsolidationseffekte auf den Widerstand keinen Einfluss. In diesem Fall ergeben sich zeitabhängige Widerstände allein aus der Bodenviskosität und können bezogen auf eine „mittlere Dehnungsrate“  $v / D$  ausgedrückt werden. Die Definition der mittleren Dehnungsrate ist dabei jedoch mehr oder weniger willkürlich und ohne mechanischen Hintergrund, da so in der Auswertung der Versuche „Mittelwerte“ der Spannung und der Dehnung in Bezug auf ein inhomogenes Spannungsfeld und Dehnungsfeld angewendet werden.

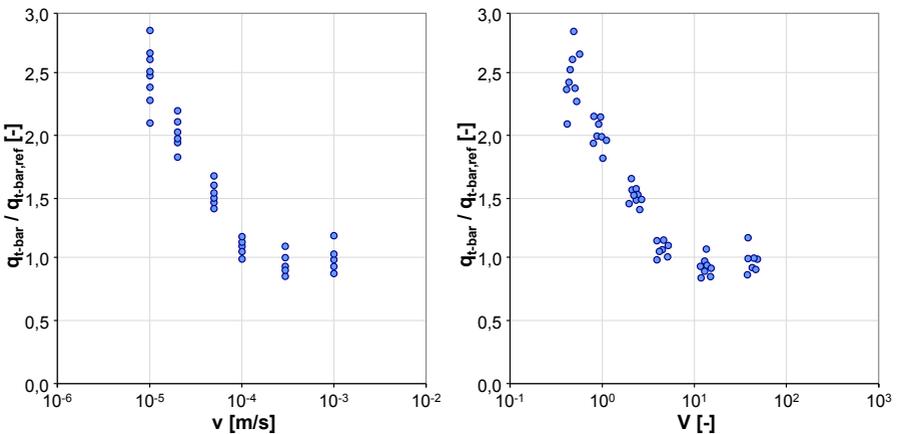


Abbildung 3: Geschwindigkeitsabhängiger Sondierwiderstand  $v$  [m/s] (links), Darstellung über die bezogene Vorschubgeschwindigkeit  $V$  [-] (rechts); Versuchsergebnisse nach RANDOLPH/HOPE (2004)

Abbildung 4 veranschaulicht den Einfluss der Konsolidation und der Bodenviskosität auf die Grenzstützspannung. Wird die Durchlässigkeit des Bodens und der Drainweg als konstant angenommen, so fällt mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit  $v$  der Widerstand im teildrainierten Bereich bis zu einem minimalen Widerstand, sobald die Belastungsgeschwindigkeit groß genug ist, um jegliche Porenwasserdissipation zu unterbinden (ideal undrainiert). Danach vergrößert sich der bezogene Sondierwiderstand allein aufgrund der Bodenviskosität wieder. Bei Verwendung einer logarithmischen Zeitachse der bezogenen Geschwindigkeit  $V$  stellt sich nach bisherigen Erkenntnissen im undrainierten Bereich eine Gerade ein.

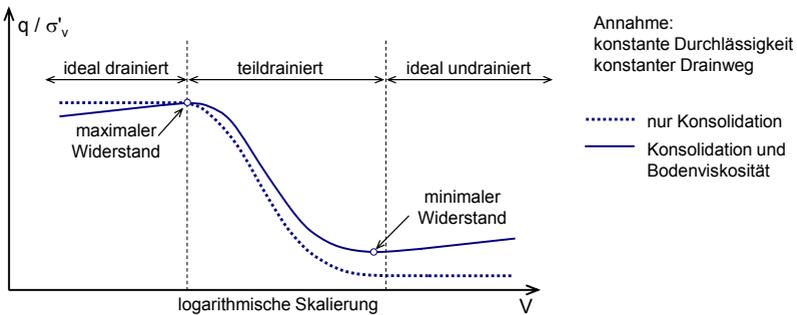


Abbildung 4: Einfluss der Konsolidation und der Bodenviskosität auf den geschwindigkeitsabhängigen Sondierwiderstand

Die durchgeführten Versuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment wurden anders als die bisher publizierten experimentellen Arbeiten zum Drucksondierwiderstand lastgesteuert durchgeführt. Das Pfahlsegment wurde stufenweise durch ein konstantes Lastinkrement  $\Delta p$  beansprucht. Die mittlere Spannung  $p$ , die der Modellpfahl gegenüber dem Boden aktiviert, berechnet sich aus der Gewichtskraft der Totlast und dem Durchmesser des Pfahles von  $D = 30$  mm bzw.  $60$  mm sowie der Länge des Pfahlelementes von  $450$  mm. Unter jeder Laststufe  $p_i = i \cdot \Delta p$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ ) wurden die Verformungen und Spannungen über einen Zeitraum  $t_c$  beobachtet, ehe die Beanspruchung  $p$  erneut um den Betrag  $\Delta p$  vergrößert wurde. Schematisch mit allen für die weitere Auswertung relevanten Kenngrößen sind  $p$ - $y$ -Mobilisierungskurven in Abbildung 5 dargestellt.

Die Laststeigerung von Laststufe zu Laststufe wurde vergleichsweise rasch durch manuelles Auflegen der Lastplatten aufgebracht. Die Zeit nachdem  $p$  um einen Betrag  $\Delta p$  vergrößert wurde, wird als Kriechzeit  $t_c$  bezeichnet. Wie in Abbildung 5 angedeutet wird, vergrößert sich die bezogene Verformung  $y/D$  während der Zeit  $t_c$  mit steigender Ausnutzung  $p / p_f$  kontinuierlich, wobei die Konsolidation und die Bodenviskosität sowie der Ausnutzungsgrad bezogen auf die Scherfestigkeit des Bodens entscheidend sind. Analog zur Systematik der Auswertung von Pfahlprobelastungen wird für das horizontal beanspruchte Pfahlsegment das Kriechmaß  $k_{y/D}$  gemäß Ausdruck (3) definiert:

$$k_{y/D} = \frac{y_1 - y_0}{D \cdot \log\left(\frac{t_1}{t_0}\right)} \quad (3)$$

Darin sind  $y_0$  und  $y_1$  die zu den Zeitpunkten  $t_0 = t_c - t_c / 10$  und  $t_1 = t_c$  gemessenen Horizontalverformungen. Um eine bessere Vergleichbarkeit der Verformungsgeschwindigkeit während der Zeit  $t_c$  zwischen den verschiedenen Einzelversuchen zu erhalten, wird die Verformung  $y$  in Bezug auf den Pfahldurchmesser  $D$  normiert.

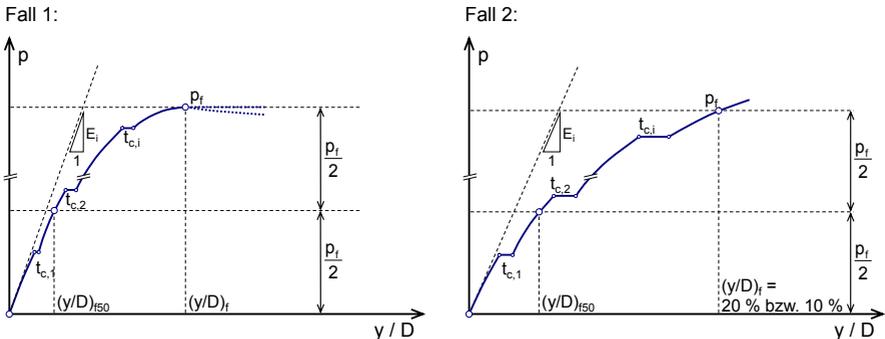


Abbildung 5:  $p$ - $y$ -Mobilisierungskurve für Pfahlbeanspruchung unter stufenweiser Belastung jeweils mit anschließenden Kriechphasen

Die Kenngröße der maximalen Stützspannung am Pfahlschaft  $p_f$  kann nur näherungsweise nach der Darstellung der Verschiebungskurve  $p$ - $y$  und den zu den einzelnen Kriechphasen gehörenden Kriechkurven, wie sie in Abbildung 6 beispielhaft dargestellt sind, bestimmt werden. Im Allgemeinen liegt die Grenzspannung  $p_f$  zwischen 2 Laststufen, was eine ge-

naue Ermittlung von  $p_f$  entsprechend des Kriteriums  $\delta p / \delta(y/D) = 0$  nach Abbildung 5 verhindert. Weiter besteht die Schwierigkeit, dass die Verschiebungen  $y$  während einer Zeit  $t_c$ , die zu einer Laststufe nahe der vollen Ausnutzung der Scherfestigkeit gehört, kontinuierlich bzw. unter Umständen sogar beschleunigend zunehmen. Die hier gewählte Systematik der Auswertung sieht daher vor, die innerhalb eines Einzelversuchs ermittelten Kriechmaße  $k_{y/D}$  analog zur rechten Darstellung in Abbildung 6 durch eine Trendkurve anzunähern. Die maximale Stützspannung  $p_f$  ergibt sich für die Fälle, bei denen das Kriterium  $\delta p / \delta(y/D) = 0$  oder Kriterium Erreichen  $(y/D)_f$  nicht greifen, entsprechend der frei wählbaren Definition eines maximal zulässigen Kriechmaßes. Es wurden im Rahmen der Forschungsarbeit verschiedene Grenzkriechbeiwerte zwischen  $k_{y/D,f} = 0,01\%$  und  $2\%$  analysiert. Sollte bereits vor Erreichen des Werts  $k_{y/D,f}$  eines der beiden Kriterien  $\delta p / \delta(y/D) = 0$  oder  $(y/D)_f = 20\%$  erreicht werden, so wird  $p_f$  in Bezug auf den jeweils maßgebenden Fall in der Auswertung berücksichtigt. Die Berechnung der für die Definition einer Mobilisierungsfunktion notwendigen Größen  $(y/D)_f$  und  $(y/D)_{f50}$  erfolgt analog entsprechend den Definitionen nach Abbildung 5.

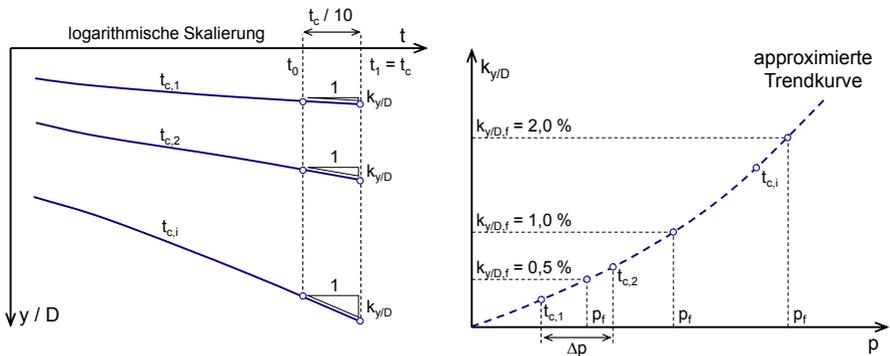


Abbildung 6: Bestimmung des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  (links) und Definition der Grenzbeanspruchbarkeit  $p_f$  (Kriterium 3: Erreichen eines maximal zulässigen Kriechmaßes bzw. Grenzkriechmaßes  $k_{y/D,f}$ )

## 2.4 Ergebnisse

Wesentliche Versuchsrandbedingungen mit der Angabe der Dauer  $t_c$  der beobachteten Kriechphasen werden in Tabelle 2 wiedergegeben. Je Modellversuch wurde an 2 mit klei-

nen Ausstechzylindern horizontal ausgerichtet entnommenen Bodenproben die Durchlässigkeit  $k_h$  bestimmt. Die Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  wurde direkt im Behälter durch kleine Erddrucksensoren gemessen.

Tabelle 2: Wichtige Randbedingungen der Belastungsversuche

<b>Pfahldurchmesser D [mm]</b>	<b>Dauer Kriechphasen <math>t_c</math> [d]</b>	<b>Konsolidations- spannung <math>\sigma'_{v,c}</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Durchlässigkeits- beiwert <math>k_h</math> [m/s]</b>
60	0,001	13,5	$8,9 \cdot 10^{-10}$
60	0,001	22,3	$1,1 \cdot 10^{-9}$
60	0,001	30,8	$8,8 \cdot 10^{-10}$
60	0,01	21,0	$1,2 \cdot 10^{-9}$
60	0,1	14,4	$8,8 \cdot 10^{-10}$
60	0,1	18,0	$6,3 \cdot 10^{-10}$
60	0,1	30,3	$8,7 \cdot 10^{-10}$
60	0,1	40,2	$7,4 \cdot 10^{-10}$
60	1	19,5	$1,1 \cdot 10^{-10}$
60	1	27,8	$7,9 \cdot 10^{-10}$
60	1	39,1	$5,5 \cdot 10^{-10}$
60	10	19,7	$6,2 \cdot 10^{-10}$
60	10	37,0	$6,1 \cdot 10^{-10}$
30	0,001	14,1	$1,3 \cdot 10^{-9}$
30	0,001	20,2	$9,3 \cdot 10^{-10}$
30	0,001	32,9	$6,9 \cdot 10^{-10}$
30	10	16,0	$1,2 \cdot 10^{-9}$
30	10	25,2	$7,0 \cdot 10^{-10}$
30	10	38,8	$8,8 \cdot 10^{-10}$

Als wesentliche Kenngröße der experimentell bestimmten Mobilisierungskurven der seitlichen Stützspannung  $p$  gegenüber einer translatorischen Verschiebung  $y$  des Pfahlschaftes  $D$  gilt die maximal erreichbare Stützspannung  $p_f$ . Wie bereits genannt, ist aufgrund des ausgeprägt zeitabhängigen Verformungsverlaufs und der stufenweisen Belastung des Pfahlsegmentes eine eindeutige Festlegung der Spannung  $p_f$  nur schwer möglich. Aus diesem Grund werden verschiedene Kriterien hinsichtlich eines maximalen Kriechmaßes  $K_{yD,f}$  unter Berücksichtigung der möglicherweise zuvor eintretenden Zustände

$\delta p / \delta(y/D) = 0$  oder  $(y/D)_f = 20\%$  zur Definition von  $p_f$  herangezogen. Abbildung 7 zeigt hierzu in seinem linken Diagramm die nach einer Auswertung bezogen auf ein maximal zulässiges Kriechmaß von  $k_{y/D,f} = 1\%$  festgestellten Werte  $p_f$ . Eingetragen sind die Ergebnisse aller 19 Einzelversuche mit den beiden Pfahlprofilen, die einen Durchmesser von 30 mm bzw. 60 mm besitzen. Zu Datenreihen zusammengefasst sind jeweils Versuche, welche mit der gleichen Kriechzeit  $t_c$  durchgeführt wurden.

Es ist gut erkennbar, dass in der doppelt logarithmisch skalierten Darstellung die Werte  $p_f$  aus Versuchen mit konstanter Kriechzeit  $t_c$  in grober Näherung parallele Geraden darstellen. Der Einfluss des effektiven Spannungsniveaus ist dominant, wobei eine direkte Proportionalität zwischen  $\sigma'_{v,c}$  und  $p_f$  entsprechend dem undrainierten Widerstand  $q_{\max} = \sigma'_{1-3})_{\max} = c_u / 2$  im Triaxialversuch (vgl. Parameter  $\lambda_{cu}$  in Tabelle 1) ableitbar ist. Dabei bieten die Versuche mit  $t_c = 10$  d aufgrund der Konsolidation und der anschließenden Verfestigung infolge sekundärer Struktureffekte die größten Widerstände  $p_f$ . Weit geringer sind die Werte  $p_f$ , welche für eine rasche Belastung mit einer Kriechzeit von etwa  $t_c = 0,1$  d bis 0,001 d gemessen wurden. Belastungsversuche mit einer Kriechzeit von  $t_c = 1$  Tag bieten bereits deutlich geringere Stützspannungen  $p_f$ , verglichen zu den Versuchen, bei denen die Last jeweils über eine Dauer von 10 Tagen konstant gelassen wurde. Auffallend ist, dass der Pfahldurchmesser (Dreiecke:  $\emptyset 30$  mm, Rauten:  $\emptyset 60$  mm) einen nur untergeordneten Einfluss auf die Größe  $p_f$  hat. Größere Werte  $k_{y/D,f}$  ergeben entsprechend dem Schema der Abbildung 6 größere Werte  $p_f$ , wobei sich  $k_{y/D}$  aufgrund der Kriterien  $\delta p / \delta(y/D) = 0$  bzw.  $(y/D)_f = 20\%$  nicht beliebig steigern lässt.

Neben dem Kriterium des Kriechmaßes zur Definition der Stützspannung  $p_f$  hat das frei wählbare Kriterium der maximalen Verformung  $(y/D)_f$  insbesondere im Bereich drainierter Zustände großen Einfluss auf die Auswertung. Die Wahl  $(y/D)_f = 20\%$  (bzw. in anderen Auswertungen der Forschungsarbeit  $(y/D)_f = 10\%$ ) wurde hier aufgrund der Geometrie der Versuchsanlage mit seiner Abmessungen des Innendurchmessers sowie wegen des Umstandes gewählt, dass je nach Definition des maximalen Kriechmaßes im Bereich zwischen 0,01 % und 2,0 % nur bei wenigen Einzelversuchen dieses Kriterium zur Bestimmung von  $p_f$  maßgebend wird. Wird ein kleineres Maß  $(y/D)_f$  etwa im Bereich von 10 % gewählt, so wird  $(y/D)_f$  für eine große Mehrzahl von Einzelversuchen maßgebend.

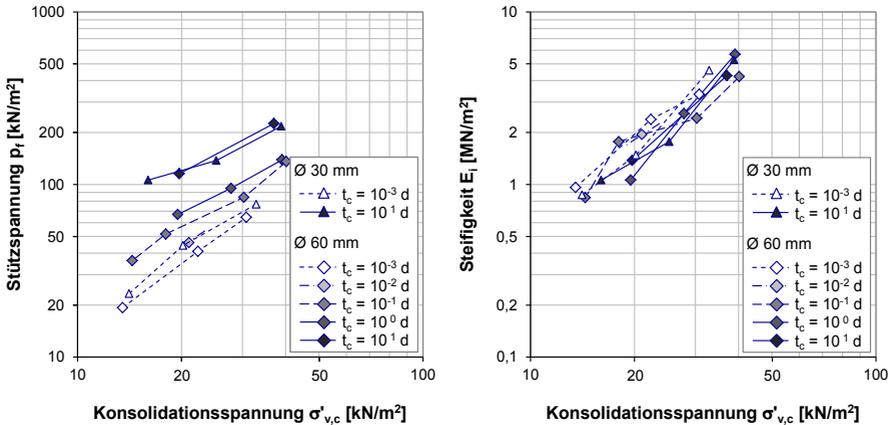


Abbildung 7: Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  auf die Stützspannung  $p_f$  bei  $\delta_{y/D,f} = 1\%$  bzw. Kriterium gemäß  $\delta p / \delta(y/D) = 0$  oder Erreichen  $y / D = 20\%$  (links); Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  (rechts)

Eine weitere Kenngröße entsprechend der in Abbildung 5 gezeigten idealisierten Mobilisierung der Spannung  $p$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $y/D$  ist die Anfangssteifigkeit  $E_i$ . Diese scheint insbesondere für eine Bemessung im Fall, dass nur geringe Verformungen toleriert werden, entscheidend. Über den großen Einfluss der Anfangssteifigkeit  $E_i$  bei der Simulation der Knickproblematik wurden bereits von MEIER/CUDMANI (2006) und MEIER (2009) Hinweise gegeben. Daneben wurde von VOGT/VOGT (2013) im Zusammenhang mit einer Parameterstudie zum Biegeknickwiderstand von Pfählen basierend auf der Stahlbaunormung der große Einfluss der Steifigkeit (bzw. Weg zur vollen Mobilisierung von  $p_f$ ) besonders für den Fall geringer Pfahlimperfectionen beispielhaft dargestellt.

### 3 Modellbildung und Extrapolationsrechnungen zur zeitabhängigen Parameterdefinition in Mobilisierungsfunktionen

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden numerische Simulationen unter Verwendung der Finite-Elemente Methoden durchgeführt, um das zeitabhängige laterale Verformungsverhalten eines Pfahlabschnittes in weichen wassergesättigten viskosen Böden zu prognostizieren. Der Hintergrund hierfür ist der Umstand, dass durch die Versuche im Modell-

maßstab weder die geometrischen Abmessungen realer Gründungssysteme noch deren Belastung über die Lebensdauer des Bauwerkes nachgebildet werden können. Zudem können durch Variation der das Bodenverhalten steuernden Stoffmodellparameter die anhand des Kaolinbodens gewonnenen Erkenntnisse erweitert werden. Die numerischen Simulationen dienen folglich der Extrapolation der aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse auf reale Gründungssituationen bei unterschiedlichen Untergrundverhältnissen. Mit den gewonnenen Erkenntnissen soll es basierend auf bodenmechanischen Parametern möglich sein, zeitabhängige Effekte aus der Konsolidation und Bodenviskosität bei der Definition von Mobilisierungskurven zur Pfahlbemessung zu erfassen.

Im ersten Teilschritt wurden Elementversuche, deren Ergebnisse in Tabelle 1 zusammenfassend dargestellt werden, verwendet, um zunächst ein geeignetes Stoffmodell auszuwählen. Mit den durch die Simulation der Elementversuche gewonnenen Parametern, welche das Verhalten des Stoffmodells steuern, wurden die Versuche im Modellmaßstab (Abschnitt 2) nachgerechnet und die Abbildbarkeit der Versuchsergebnisse analysiert. Die numerische Simulation der komplexen zeitabhängigen Interaktion zwischen Boden und Pfahlschaft ist mit Einschränkungen insbesondere für den drainierten Bodenzustand verbunden. Die Versuchsergebnisse liegen in diesem Bereich jedoch auf der „sicheren Seite“.

Als Stoffmodell wurde das visko-elastoplastische Stoffmodell nach NEHER/VERMEER (1998) in seiner aktuellen Formulierung im Finite-Element Programm „Plaxis“ herangezogen. Um die Prognosegüte besonders im Bereich größerer Dehnungen bis zu  $y/D = 20\%$  zu verbessern, erfolgte der Einsatz der sog. „updated lagrangian formulation“ (BATHE 1982). Ausgegeben werden für jeden Spannungspunkt im FE-Modell Porenwasserdrücke und Effektivspannungen entsprechend der gekoppelten Berechnung unter Berücksichtigung einer dreidimensionalen Strömung. Es werden bei dieser Analyseart die Parameter der Bruchbedingung sowie die Steifigkeitsparameter in Abhängigkeit von den Effektivspannungen angesetzt. Das ideal undrainierte bzw. teildrainierte Bodenverhalten und damit z.B. die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  wird somit nicht direkt durch die Stoffmodellparameter beschrieben, sondern ist ein Ergebnis der gekoppelten numerischen Berechnung („Methode 1“ nach WEHNERT 2006 bzw. „undrained A“ gemäß FE-Programm „Plaxis“).

Abbildung 8 zeigt als Ergebnis der Extrapolationsrechnungen das Verhältnis der maximalen Stützspannung zur horizontalen Effektivspannung  $p_f / \sigma'_{h,c}$ . Im linken Diagramm werden Kurven gezeigt, für deren Ermittlung abschnittsweise konstante Durchlässigkeitsbei-

werte  $k$  verwendet wurden. In der rechten Darstellung folgen Kurvenscharen, für die bereichsweise eine konstante Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  angesetzt wurde. Aus dem Pfahldurchmesser, der Durchlässigkeit, der Steifigkeit sowie der Rate der als weggesteuert simulierten Beanspruchung bestimmt sich unter Verwendung der Gleichungen (2) und (1) die normierte Geschwindigkeit  $V$ .

Zunächst ist zu nennen, dass für den Fall  $C_\alpha/C_c \leq 0,001$  unabhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert und der Belastungsgeschwindigkeit ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der normierten Geschwindigkeit  $V$  und  $p_f / \sigma'_{h,c}$  besteht. Dieses Ergebnis deckt sich sowohl im Trend des Kurvenverlaufes als auch in seiner Größe der Werte  $p_f / \sigma'_{h,c}$  mit den Erkenntnissen aus der Arbeit nach LEHANE et al. (2009). Von einem Plateau im Bereich ideal drainierter Bodenzustände nimmt  $p_f / \sigma'_{h,c}$  mit größer werdenden normierten Belastungsgeschwindigkeiten von etwa  $V = 1 \cdot 10^{-2}$  beginnend ab. Für  $V > 10^2$  ist der Wert  $p_f / \sigma'_{h,c}$  erneut unabhängig von  $V$ . Dieses untere Niveau ist durch einen ideal undrainierten Bodenzustand charakterisierbar.

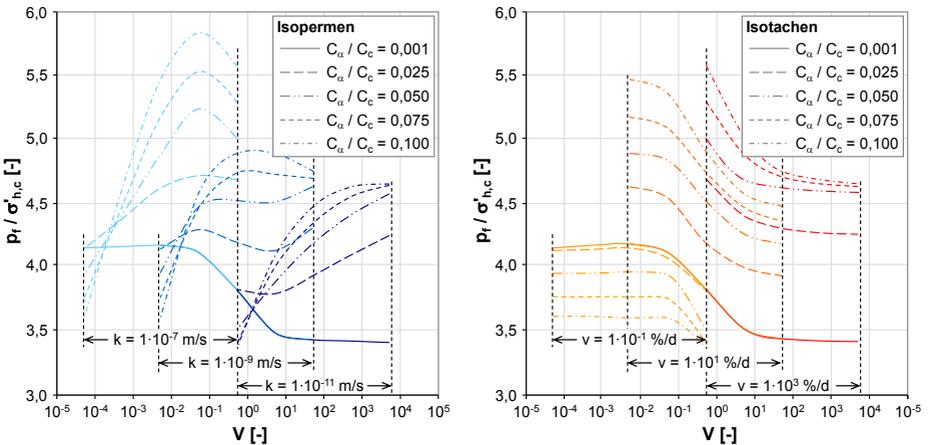


Abbildung 8: Einfluss des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  (linkes Diagramm) bzw. der Geschwindigkeit  $v$  (rechtes Diagramm) auf den Verhältniswert  $p_f / \sigma'_{h,c}$  in Abhängigkeit von der Bodenviskosität, ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  (alle Berechnungen:  $\phi' = 25^\circ$ ,  $C_c = 0,3$ )

Mit steigenden Werten der Bodenviskosität ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  bewegen sich die berechneten Teilkurven von der in Abbildung 4 gezeigten durchgezogenen Kurve weg. Insbesondere für eine Belastungsgeschwindigkeit von  $v = 1 \cdot 10^1$  %/d und  $1 \cdot 10^3$  %/d wurden sehr viel höhere Werte  $p_f / \sigma'_{h,c}$  je nach Größe des Wertes  $C_\alpha / C_c$  registriert (siehe rechtes Diagramm Abbildung 8). Nur für eine langsame Belastungsgeschwindigkeit von  $v = 1 \cdot 10^{-1}$  %/d liegen die berechneten normierten maximalen Stützspannungen  $p_f / \sigma'_{h,c}$  unter den jeweiligen Werten der Kurve, für die  $C_\alpha / C_c = 0,001$  in der Simulation in Ansatz gebracht wurde. Dabei ist interessant, dass sich der Bereich mit einem Plateau für teildrainierte Zustände nicht zu ändern scheint und unabhängig von den Randbedingungen zwischen  $V = 1 \cdot 10^{-2}$  und  $1 \cdot 10^2$  liegt.

Das Diagramm in Abbildung 8 rechts basiert auf der Grundlage, dass  $v$  für jede Teilkurve konstant ist (Isotachen) und die Variation der normierten Geschwindigkeit  $V$  bei konstantem Pfahldurchmesser nur durch eine Änderung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  erreicht wird. Dabei wurde der  $k$ -Wert mit  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s,  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s angesetzt. Unter Berücksichtigung eines praktischen Bezuges kann eine größere Änderung von  $V$  durch eine unterschiedliche Wahl des Pfahldurchmesser  $D$  nicht erreicht werden (vergleiche Mikropfahl  $D = 0,3$  m mit Großbohrpfahl  $D = 3,0$  m). Dagegen kann für bestimmte Bodenschichten der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  als näherungsweise konstante Randbedingung verwendet werden. Aus diesem Grund scheint die Darstellung entsprechend dem linken Diagramm der Abbildung 8 für eine praktisch orientierte Prognose der Mobilisierungsfunktionen zielführend zu sein. Hier werden Kurven dargestellt, in denen jeweils die Durchlässigkeit des Bodens konstant ist (Isopermen). Eine Variation der normierten Geschwindigkeit erfolgt hier bei konstantem Pfahldurchmesser  $D$  allein durch die Änderung der Belastungsgeschwindigkeit  $v$ .

Mit den so dargestellten Ergebnissen der numerischen Berechnungen kann die Modellvorstellung nach LEHANE et al. (2009) erweitert werden. Es ergibt sich für  $C_\alpha / C_c > 0,001$  bei variierender Durchlässigkeit und Belastungsgeschwindigkeit kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der normierten Geschwindigkeit  $V$  und dem Wert für die maximale Bodenstützspannung bezogen auf die Effektivspannung  $p_f / \sigma'_{h,c}$ . Ferner können Informationen aus Diagrammen analog zur Darstellung der Abbildung 8 genutzt werden, um die maßgebenden Effekte der Zeitabhängigkeit bei der Konstruktion von Mobilisierungsfunktionen für die Bemessung von Pfählen oder pfahlähnlichen Strukturen berücksichtigen zu können. In

weiteren Arbeiten werden neben dem Parameter  $p_f / \sigma'_{h,c}$  die für die Konstruktion einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion entscheidende Größe der Anfangssteifigkeit  $E_i$  im Hinblick auf Zeiteffekte bedingt aus Konsolidation und Bodenviskosität erörtert.

#### **4 Zusammenfassung**

Der Widerstand planmäßig horizontal beanspruchter Pfähle oder der Widerstand von Pfählen, deren axiale Tragfähigkeit durch den Versagensfall des Biegeknickens begrenzt wird, ist maßgebend von der Mobilisierung seitlich auf den Pfahlschaft wirkender Bodensstützspannungen abhängig. In Böden, deren Konsistenz im weichen bis im Extremfall flüssigen Bereich liegt, kann es zur Prognose der Bodenreaktion erforderlich werden, zeitabhängige Effekte mit zu betrachten. Dabei sind die die Konsolidation beeinflussenden Parameter der Belastungsgeschwindigkeit, des Pfahldurchmessers und der Durchlässigkeit des Bodens zusammen mit den viskosen Verformungswiderständen des feinkörnigen Bodens entscheidend. Zur Klärung der wesentlichen Abhängigkeiten wurden gestützt durch Versuche Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Der Versuchsapparat besteht aus einer Druckkammer, in der Boden um ein modellhaftes Pfahlsegment konsolidiert werden kann. Der Bodenwiderstand und die lokal auftretenden Erd- und Porenwasserdrücke wurden während der seitlichen Belastung des Pfahlsegmentes aufgezeichnet. Mit den Messdaten war es möglich, ein auf Basis der Finiten-Elemente geschaffenes Modell zu überprüfen. Dazu wurden die boden-mechanischen Eigenschaften des Versuchsbodens intensiv in speziell zur Untersuchung extrem weicher Böden neu gebauten Triaxialanlagen untersucht und die Stoffmodellparameter auf die Ergebnisse der Elementversuche abgestimmt. Es zeigt sich, dass insbesondere im undrainierten bis teildrainierten Beanspruchungsfall die Prognosen mit einem visko-plastischen Stoffmodell gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Diskrepanzen ergeben sich im Bereich sehr geringer Belastungsraten, die einen ideal drainierten Zustand erwarten lassen. Hier wurden im Modellversuch höhere Widerstände verglichen zu den Prognoseergebnissen festgestellt. Es wird vermutet, dass aufgrund der sehr langen Versuchsdauern von mehreren Monaten im Boden entstehende Strukturwiderstände insbesondere bei einem sehr geringen Niveau der Effektivspannungen die Bodenreaktion maßgebend beeinflussen. In diese Richtung lassen sich auch durchgeführte triaxiale Scherversuche bei sehr geringen Dehnungsraten und Triaxialversuche mit Relaxationsphasen über mehrere Wochen interpretieren. Mit den

basierend auf dem geschaffenen FE-Modell gewonnen Erkenntnissen ist es möglich, Parameter für Mobilisierungsfunktionen zeitabhängig zu definieren. Dies erscheint zumindest für weiche feinkörnige Böden nötig, da sowohl Konsolidationseffekte als auch die Bodenviskosität Bodenstützspannungen stark beeinflussen können.

## Literatur

**Bathe, K., J., (1982):** Finite element analysis in engineering analysis; *Prentice-Hall, New Jersey*

**Bemben, S., M.; Myers, H., J., (1974):** The Influence of Rate of Penetration on Static Cone Resistance in Connecticut River Valley Varved Clay; *Proceedings of the European symposium on penetration testing, Stockholm, Seite 33 – 34*

**Finnie, I., M., S.; Randolph, M., F., (1994):** Punch-through and Liquefaction induced Failure of Shallow Foundations on Calcareous Sediments; *Proceedings of the 7th International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Boston, Seite 217 – 230*

**Lehane, B., M.; O'Loughlin, C., D.; Gaudin, C.; Randolph, M., F., (2009):** Rate Effects on Penetrometer Resistance in Kaolin; *Geotechnique, Jhg. 59, Heft 1, Seite 41 – 52*

**Lunne, T.; Robertson, P., K.; Powell, J., J., M., (1997):** Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice; *Blackie Academic & Professional, London*

**Matlock, H., (1970):** Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay; *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Band 1, Paper 1204, Seite 577 – 594*

**Meier, T.; Cudmani, R., (2006):** FE simulations of the installation of granular columns in soft soils; *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Taylor&Francis Group, London, Seite 133 – 140*

**Meier, T., (2009):** Application of Hypoplastic and Viscohypoplastic Constitutive Models for Geotechnical Problems; *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe (Heft 171)*

**Neher, H., P.; Vermeer, P., A., (1998):** Formulation and Application of a Soil Model that Accounts for Creep; *International Journal for Numerical Analysis Methods in Geomechanics*

- Randolph, M., F.; Houlsby, G., T., (1984):** The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil; *Geotechnique, Jhg. 34, Heft 4, Seite 613 – 623*
- Randolph, M., F.; Hope, S., (2004):** Effect of Cone Velocity on Cone Resistance and Excess Pore Pressures; *Proceedings of the International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka, Seite 147 – 152*
- Reese, L., C.; Van Impe, W., F., (2001):** Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading; *A A Balkema Publishers, Rotterdam*
- Roscoe, K., H.; Burland, J., B., (1968):** On the Generalised Behaviour of „Wet“ Clay; *Engineering Plasticity, Cambridge University Press, Seite 535 – 609*
- Roy, M.; Tremblay, M.; Tavenas, F.; LaRochelle P., (1982):** Development of Pore Pressures in Quasi-static Penetration Tests on Sensitive Clay; *Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 19, Heft 2, Seite 124 – 138*
- Terzaghi, K., (1925):** Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage; *Deuticke, Leipzig und Wien*
- Vic, B., (1962):** Über das Knickproblem bei Spitzenpfählen; *Bauingenieur, Jhg. 37, Heft 1*
- Vogt, S.; Vogt, N., (2011):** Zeitabhängigkeit von Stützspannungen sehr weicher Böden und ihre Relevanz bei der Bemessung stabilitätsgefährdeter Pfahlgründungen; *Bauingenieur, Jhg. 86, Heft 2, Seite 84 – 94*
- Vogt, N.; Vogt, S., (2013):** Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Euro-codes; *Bautechnik, Jhg. 90, Heft 9, Seite 550 – 558*
- Wehnert, M., (2006):** Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik; *Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen 53*

Autor

---

Dipl.-Ing. Stefan Vogt

stefan.vogt@tum.de

Zentrum Geotechnik

Technische Universität München

www.gb.bv.tum.de

Baumbachstraße 7, 81245 München

Tel.: 089 289-27155

*Bisher erschienene Mitteilungshefte  
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*

**Die meisten Hefte können kostenfrei  
auf unserer Homepage [www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)  
als PDF heruntergeladen werden!**

- |        |                              |   |
|--------|------------------------------|---|
| Nr. 1  | Scheffler, E.                | <b>Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden</b> , Dissertation, 1976                   |
| Nr. 2  | Frank, H.                    | <b>Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen</b> , Dissertation, 1978                            |
| Nr. 3  | Schnell, W.                  | <b>Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen</b><br>Dissertation, 1979  |
| Nr. 4  | Ruppert, F.-R.               | <b>Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik</b><br>Dissertation, 1980 |
| Nr. 5  | Schuppener, B.               | <b>Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken</b> , Dissertation, 1981                              |
| Nr. 6  | Wolff, F.                    | <b>Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten</b> , Dissertation, 1981                           |
| Nr. 7  | Bätcke, W.                   | <b>Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum</b><br>Dissertation, 1982   |
| Nr. 8  | Meseck, H.<br>Schnell, W.    | <b>Dichtungswände und -sohlen</b> , 1982  |
| Nr. 9  | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | <b>Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen</b> , 1982  |
| Nr. 10 | Beckmann, U.                 | <b>Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen</b><br>Dissertation, 1982  |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos            | <b>Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben</b> , Dissertation, 1983   |
| Nr. 12 | Sondermann, W.               | <b>Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde</b><br>Dissertation, 1983   |
| Nr. 13 | Meseck, H.                   | <b>Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts</b><br>1984  |

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**  
1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe**  
Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986
- Nr. 22 Kayser, R.  
Meseck, H.  
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen**  
Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**  
Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.  
Beckefeld, P.  
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen**  
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**  
- **Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**  
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.  
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**  
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**  
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.  
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.  
Hartung, M.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**  
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.  
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -**  
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**  
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**  
Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**  
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen,** Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.  
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer,** Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen,** Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**  
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.  
Bachmann, M.  
Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**  
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998
- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung,** Dissertation, 1998

- Nr. 58      Bachmann, M.      **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59      Gattermann, J.      **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60      Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Huch, T., Kirsch, F.      **Pfahl-Symposium 1999**  
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61      Knoll, A.      **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62      Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Plaßmann, B.      **Messen in der Geotechnik 2000**  
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63      Rodatz, W.  
Rosenberg, M.  
Schulz, Th.      **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000**  
**Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme**  
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64      Stahlhut, O.      **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65      Rodatz, W.  
Huch, T.  
Kirsch, F., Schallert, M.      **Pfahl-Symposium 2001**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66      Ernst, U.      **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67      Plaßmann, B.      **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68      Gattermann, J.  
Bergs. T.  
Witte, M.      **Messen in der Geotechnik 2002**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69      Rosenberg, M.  
Bergs. T.  
Scholz, C.      **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002 - Qualitätssicherung und Innovation**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70      Schulz, T.      **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
- Nr. 71      Stahlmann, J.  
Fritsch, M.  
Kirsch, F., Schallert, M.      **Pfahl-Symposium 2003**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003

- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**  
Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J.  
Rosenberg, M.  
Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**  
Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Fritsch, M. **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS**  
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2004**  
Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
- Nr. 78 Bergs, T. **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion**, Dissertation, 2004
- Nr. 79 Scholz, C. **Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen**  
Dissertation, 2004
- Nr. 80 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2005**  
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**  
Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2006**  
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
- Nr. 83 Stahlmann, J.  
Rosenberg, M. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**  
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006
- Nr. 84 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Fritsch, M., Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2007**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
- Nr. 85 Kluge, K. **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007

- Nr. 86 Fritsch, M. **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen**, Dissertation, 2008
- Nr. 87 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2008**  
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
- Nr. 88 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2009**  
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
- Nr. 89 Schmitt, J. **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild**  
Dissertation, 2009
- Nr. 90 Stahlmann, J.  
Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2009**  
Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91 Kimme, N. **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas – Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**  
Dissertation, 2009
- Nr. 92 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2010**  
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
- Nr. 93 Schallert, M. **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen**, Dissertation, 2010
- Nr. 94 Stahlmann, J.  
Fischer, J.  
Zahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2011**  
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
- Nr. 95 Stahlmann, J.  
Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2011**  
Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96 Stahlmann, J.  
Zahlmann, J.  
Sychla, H. **Pfahl-Symposium 2013**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
- Nr. 97 Stahlmann, J.  
Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2013**  
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013
- Nr. 98 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Bruns, B., Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2014**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014
- Nr. 99 Stahlmann, J.  
Gattermann, J.  
Stein, P., Sychla, H.  
Zahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2015**  
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2015





[www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)

ISBN - Nr: 3-927 610-92-5